

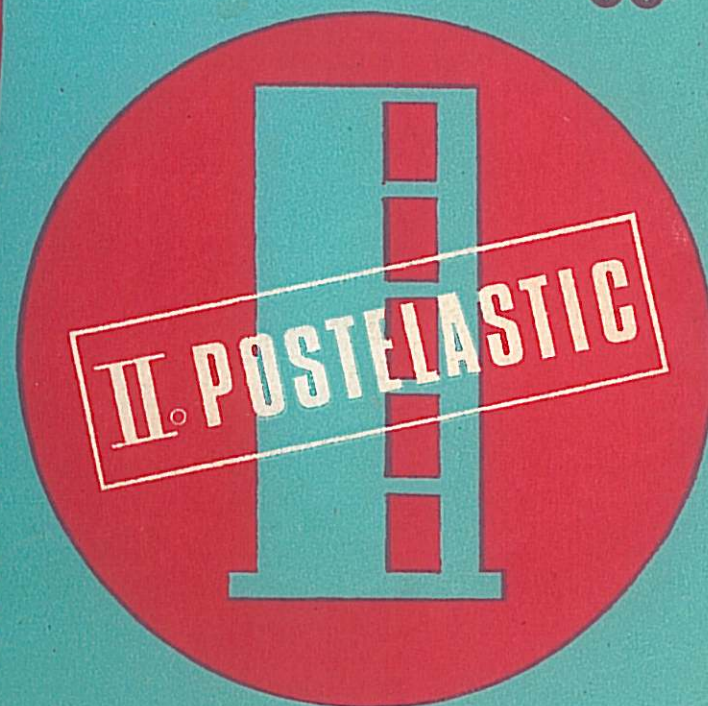
R. Agent
T. Postelnicu

CALCULUL STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN BETON ARMAT



Calculul și alcătuirea construcțiilor

Editura tehnică



Lei 13,50

Prof. dr. ing. RADU AGENT ★ Dr. ing. TUDOR POSTELNICU

CALCULUL STRUCTURILOR CU DIAFRAGME DIN BETON ARMAT

Metode simplificate. Tabele și abace. Exemple numerice

Dimensionarea și armarea diafragmelor
Analiza postelastică la solicitări seismice

EDITURA TEHNICĂ
București — 1983

În continuarea primului volum al lucrării, în care sînt prezentate elemente generale introductive și calculul structurilor cu diafragme în stadiul elastic, în volumul de față se tratează dimensionarea secțiunilor de beton și de armătură ale diafragmelor și se prezintă un procedeu de calcul simplificat de analiză postelastică la solicitări induse de cutremure puternice.

Lucrarea se adresează inginerilor proiectanți de structuri și studenților facultăților de construcții, cuprinzînd și materialele auxiliare (tabele, abace, exemple numerice) necesare în calculul practic.

EDITURA TEHNICĂ
București — 1983

CUPRINS

Partea a III-a	
Dimensionarea și armarea diafragmelor	
11. Principii de dimensionare și armare	9
11.1. Condiții generale	9
11.2. Condiții referitoare la dimensionarea secțiunii de beton a diafragmelor	12
11.3. Tipuri de armături și rolul lor	13
12. Caracteristici de calcul ale materialelor	17
12.1. Betonul	17
12.2. Armătura	23
12.3. Rezistențe de calcul pentru analize post-elastice la solicitări seismice	25
13. Dimensionarea și armarea elementelor verticale ale diafragmelor	27
13.1. Verificări preliminare ale secțiunii de beton	27
13.2. Verificarea la compresiune excentrică. Dimensionarea armăturilor longitudinale marginale	35
Exemplul de calcul 11. Diafragmă simetrică	38
Exemplul de calcul 12. Idem, cu luarea în considerare a armăturilor de pe inimă	40
Exemplul de calcul 13. Diafragmă nesimetrică	42
Exemplul de calcul 14. Diafragmă cu secțiune oarecare	47
13.3. Verificarea la forță tăietoare. Dimensionarea armăturilor inimii	51
Exemplul de calcul 15	53
13.4. Cazul diafragmelor scurte	55
14. Dimensionarea și armarea riglelor de cuplare	60
14.1. Verificarea la încovoiere. Dimensionarea armăturilor longitudinale	60
14.2. Verificarea la forță tăietoare. Dimensionarea armăturilor transversale	62
Exemplul de calcul 16. Dimensionarea armăturilor unei rigle de cuplare	63
Bibliografie la partea a III-a	64
Partea a IV-a	
Metode simplificate de analiză postelastică a structurilor cu diafragme la acțiuni seismice	
15. Procedee de calcul în domeniul postelastice. Clasificare și caracteristici	69
15.1. Procedee de primă aproximație	70
15.2. Procedee biografice simplificate	71
15.3. Procedee biografice de analiză dinamică neliniară	72
15.4. Considerații generale	73

16. Caracteristici de deformare postelastică ale elementelor componente ale diafragmelor din beton armat	74
16.1. Relațiile efort axial — moment încovoietor — curbura ($N-M-C$) pentru elemente din beton armat solicitate la compresiune excentrică	74
16.2. Caracteristici de ductilitate ale elementelor verticale ale diafragmelor	80
16.3. Caracteristici de ductilitate ale riglelor de cuplare	85
16.4. Deformarea plastică a terenului de fundare	86
16.5. Precizări cu privire la noțiunea de ductilitate a diafragmelor din beton armat la solicitări ciclice alternante	88
Exemplul de calcul 17. Determinarea caracteristicilor de deformare plastică pentru o diafragmă plină	90
17. Procedeu biografic simplificat pentru analiza post elastică a structurilor cu diafragme	92
17.1. Ipoteze de bază	92
17.2. Diagrama $S-\Delta$	93
17.3. Succesiunea etapelor de calcul. Diafragme cu un șir de goluri	95
17.4. Diafragme cu mai multe șiruri de goluri	105
17.5. Diafragme pline	107
Exemplul de calcul 18. Verificarea capacității de deformare plastică a unei structuri cu diafragme	107
Bibliografie la partea a IV-a	118
Anexă. Tabele și abace auxiliare	123

ANALYSIS OF STRUCTURES WITH REINFORCED CONCRETE SHEAR-WALLS

Vol. 2

CONTENTS

16. Post-Elastic Deformation of Reinforced Concrete Shear Wall Members	74
16.1. Axial Force — Bending Moment Relationship ($N-M-C$) for Reinforced Concrete Members Subjected to Eccentric Compression	74
16.2. Ductility Characteristics of Shear Walls	80
16.3. Ductility Characteristics of Coupling Beams	85
16.4. Plastic Deformation of the Foundation Soil	86
16.5. Specifications Concerning the Shear Wall Ductility under Cyclic Loading	88

Part III.

Proportioning of Concrete Cross-Section and Reinforcement of Shear Walls

11. Fundamentals	9
11.1. General Requirements	9
11.2. Requirements Concerning the Proportioning of Cross-Section	12
11.3. Types of Reinforcements and their Functions	13
12. Design Characteristics of Materials	17
12.1. Concrete	17
12.2. Reinforcement	23
12.3. Design Strength Values for the Post-Elastic Analysis under Seismic Action	25
13. Proportioning and Reinforcement of Vertical Members	27
13.1. Preliminary Proportioning of the Cross-Section	27
13.2. Eccentric Compression. Development of Longitudinal End Reinforcement	35
13.3. Shear. Development of Web Reinforcement	51
13.4. Squat Shear Walls	55
14. Proportioning and Reinforcement of Coupling Beams	60
14.1. Bending. Development of Longitudinal Reinforcement	60
14.2. Shear. Development of Shear Reinforcement	62
References to Part III	64

Part IV.

Simplified Methods of Post-Elastic Analysis of Shear Wall Structures Subjected to Seismic Action

15. Methods of Post-Elastic Analysis. Classification and Characteristics	69
15.1. First Approximation Procedures	70
15.2. Simplified Step-by-Step Procedures	71

15.3. Dynamic Time-History Procedures	72
15.4. General Remarks	73
16. Post-Elastic Deformation of Reinforced Concrete Shear Wall Members.....	74
16.1. Axial Force — Bending Moment — Curvature Relationship ($N-M-C$) for Reinforced Concrete Members Subjected to Eccentric Com- pression	74
16.2. Ductility Characteristics of Shear Walls	80
16.3. Ductility Characteristics of Coupling Beams	85
16.4. Plastic Deformation of the Foundation Soil.....	86
16.5. Specifications Concerning the Shear Wall Ductility under Cyclic Loading	88
17. Simplified Step-by-Step Procedure for the Post-Elastic Analysis of Shear Wall Structures.....	92
17.1. Fundamentals	92
17.2. $S - \Delta$ Diagram	93
17.3. Steps of Analysis. Shear Walls with one single File of Openings.....	95
17.4. Shear Walls with more Files of Openings.....	105
17.5. Shear Walls without Openings	107
References to Part IV	118
Appendix. Tables and Charts	123
12.1. Concrete	123
12.2. Reinforcement	123
12.3. Design Strength Values for the Post-Elastic Analysis under Seismic Action	123
13. Proportioning and Reinforcement of Vertical Members	123
13.1. Preliminary Proportioning of the Cross-Section	123
13.2. Eccentric Compression. Development of Longitudinal End Reinfor- cement	123
13.3. Shear. Development of Web Reinforcement	123
13.4. Shear Walls	123
14. Proportioning and Reinforcement of Coupling Beams	123
14.1. Bending. Development of Longitudinal Reinforcement	123
14.2. Shear. Development of Shear Reinforcement	123
References to Part III	123
Part IV.	123
Simplified Methods of Post-Elastic Analysis of Shear Wall Structures Subjected to Seismic Action	123
15. Methods of Post-Elastic Analysis. Classification and Characteristics	123
15.1. First Approximation Procedure	123
15.2. Simplified Step-by-Step Procedure	123

DIE BERECHNUNG DER TRAGWERKE MIT STAHLBETONWAND- SCHEIBEN

Band 2

INHALT

3. Abschnitt.	
Querschnittsbemessung und Bewehrung der Wandscheiben	
11. Grundlagen der Querschnittsbemessung und Bewehrung.....	9
11.1. Allgemeine Anforderungen	9
11.2. Voraussetzungen der Bemessung der Betonquerschnitte.....	12
11.3. Bewehrungstypen und ihre Rolle.....	13
12. Werkstoff-Rechenwerte	17
12.1. Beton	17
12.2. Stahl	23
12.3. Rechenwerte für post-elastische Berechnung unter Erdbebenbean- spruchung	25
13. Querschnittsbemessung und Bewehrung der Vertikalglieder von Wandscheiben	27
13.1. Vorbemessung des Betonquerschnittes	27
13.2. Nachweis für ausmittigen Druck. Bemessung der vertikalen Rand- bewehrung	35
13.3. Schubnachweis. Bemessung der Stegbewehrung	51
13.4. Kurze Wandscheiben	55
14. Bemessung und Bewehrung der Stützen.....	60
14.1. Biegnachweis. Bemessung der Längsbewehrung.....	60
14.2. Schubnachweis. Bemessung der Querbewehrung.....	62
Schriftum zum dritten Abschnitt.....	64
4. Abschnitt.	
Vereinfachte Verfahren für die elasto-plastische Berechnung von Wandscheibentragwerken unter Erdbebenbeanspruchung	
15. Berechnungsverfahren im plastischen Bereich. Klassifizierung und Kennzei- chung	69
15.1. Verfahren der ersten Näherung	70

15.2. Vereinfachte biographische Verfahren.....	71
15.3. Nicht-lineare dynamische Zeitlaufverfahren.....	72
15.4. Allgemeine Betrachtungen.....	73
16. Verformungskennwerte im plastischen Bereich der Stahlbeton-Wandscheibenglieder.....	74
16.1. Druckkraft — Biegemoment — Krümmungsbeziehungen für Stahlbetonglieder unter ausmittigem Druck.....	74
16.2. Zähigkeitskennwerte der Vertikalglieder von Wandscheiben.....	80
16.3. Zähigkeitskennwerte der Stützen.....	85
16.4. Plastische Verformung des Gründungsbodens.....	86
16.5. Bemerkungen in bezug auf das Zähigkeitskonzept von Stahlbeton-Wandscheiben unter zyklischer Rückbelastung.....	88
17. Vereinfachtes biographisches Verfahren zur post-elastischen Berechnung von Wandscheibentragwerken.....	92
17.1. Grundlagen.....	92
17.2. $S - \Delta$ Diagramm.....	93
17.3. Rechenfolge. Wandscheiben mit einer Öffnungsreihe.....	95
17.4. Wandscheiben mit mehreren Öffnungsreihen.....	105
17.5. Vollwandige Wandscheiben.....	107
<i>Schriftum zum vierten Abschnitt.....</i>	<i>118</i>
Anhang. Tafeln und Diagramme.....	123

Partea a III-a

DIMENSIONAREA ȘI ARMAREA DIAFRAGMELOR

11. PRINCIPII DE DIMENSIONARE ȘI ARMARE

11.1. Condiții generale

Din punctul de vedere al cerințelor de care trebuie să se țină seama la dimensionarea și armarea diafragmelor, construcțiile pot fi împărțite în:

— construcții la care solicitările produse de încărcările orizontale sînt moderate, astfel că se poate conta că sub acțiunea lor diafragmele rămîn în general în stadiul elastic. Intră în această categorie clădirile situate în zone neseismice, precum și unele clădiri cu solicitări seismice reduse, cum ar fi cele cu puține niveluri, situate în zone cu grade de intensitate seismică < 7 ;

— construcții supuse la solicitări seismice importante, sub acțiunea cărora apariția de deformații plastice în diafragme este inevitabilă în condițiile unei dimensionări economice.

În primul caz, criteriile determinante la dimensionarea și armarea diafragmelor se rezumă la asigurarea *capacității portante* și *rigidității* necesare, la încărcările de calcul.

În cel de al doilea caz, intervine în plus și cerința de a se conferi structurii o *capacitate de deformare postelastică (ductilitate)* suficientă pentru ca energia indusă de cutremur să poată fi absorbită fără riscul de a se atinge stadiul de cedare (deformațiile limită în beton sau în armătură). Fiind vorba de consumarea unei energii, interesează deci ambele componente ale acesteia, și anume (fig. 11.1):

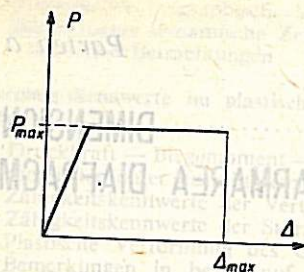


Fig. 11.1

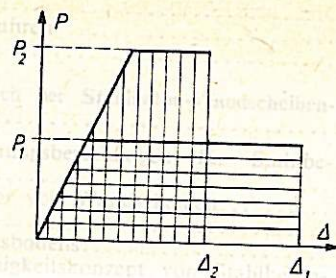


Fig. 11.2

— capacitatea portantă, caracterizată prin forța orizontală capabilă P_{max} pentru o încărcare gravitațională dată;

— capacitatea de deformare elasto-plastică, materializată prin deplasarea orizontală maximă Δ_{max} la care se atinge stadiul de cedare.

Într-un calcul mai detaliat, pornind de la condiția ca pe toată durata mișcării seismice energia indusă de cutremur să nu depășească pe cea pe care o poate absorbi structura prin deformare, se poate stabili o corelare între capacitatea portantă și cea de deformare și anume [III.12, III.22, III.29]: considerînd două variante de dimensionare 1 și 2 (fig. 11.2); cu cît se asigură un nivel mai ridicat al capacității portante ($P_2 > P_1$), cu atît capacitatea de deformare necesară rezultă mai mică ($\Delta_2 < \Delta_1$). Suprafețele hașurate ale diagramelor $P_1 - \Delta_1$ și $P_2 - \Delta_2$ din figură măsoară energia absorbită în cele două variante considerate. Este de subliniat însă că suprafețele respective nu rezultă egale între ele, energia indusă de cutremur nefiind aceeași în ambele variante. Pentru simplificare, în figură s-au adoptat diagrame $P - \Delta$ idealizate biliniare, însă cele arătate își păstrează valabilitatea și pentru alte forme de diagrame.

În prescripțiile de proiectare antisismică destinate calculelor uzuale, această corelare este abordată în mod simplificat prin stabilirea unor valori convenționale adecvate pentru forțele orizontale seismice de calcul și prin reguli de alcătuire constructivă și de dimensionare. Prin a căror respectare se admite că este realizată ductilitatea corespunzătoare, fără a se cere o verificare explicită a ei prin calcul.

De altfel, ambele moduri de tratare a problemei nu sînt specifice numai structurilor cu diafragme, ci prezintă aceleași aspecte și la alte tipuri de structuri.

Pe lîngă această condiție de minimum (ductilitatea disponibilă $\geq$ cea necesară), intervine și o condiție de maximum, în sensul că ductilitatea pe care se contează la stabilirea nivelului forțelor seismice convenționale de calcul nu trebuie să fie excesivă, pentru a se evita deplasări prea mari, care să cauzeze avarii importante structurii și elementelor nestructurale.

De asemenea, asigurarea unei comportări controlate a structurii în domeniul postelastice mai comportă și alte verificări, între care:

a) Dirijarea, prin dimensionare și armare, a ordinii de apariție a articulațiilor plastice în primul rînd spre capetele riglelor de cuplare și numai după aceea spre elementele verticale, și anume spre zonele de la baza acestora. Se crează astfel posibilitatea concentrării unor măsuri constructive mai severe în zonele respective, fără a afecta restul construcției și totodată se poate asigura ductilitatea necesară structurii cu avarii limitate și localizate.

Aceasta reprezintă de fapt o aplicare a unui principiu mai general, valabil în proiectarea antisismică a tuturor tipurilor de structuri din beton armat ale clădirilor și care constă pe de o parte în localizarea dirijată a zonelor plastice potențiale și pe de altă parte în diferențierea măsurilor de alcătuire și dimensionare între aceste zone și restul structurii.

Pentru construcțiile cu diafragme, principiul a fost luat în considerare sub o primă formă în noua versiune revizuită a Instrucțiunilor tehnice [III.4], și anume:

— zona plastică potențială de la bază, denumită «zona A», se consideră extinsă pe o înălțime l_p , pe care se admite că se dezvoltă deformările plastice și care depinde de caracteristicile geometrice ale diafragmei [v. pct. 16.2.2, relațiile (16.6), (16.7)];

— în această zonă se pun condiții mai severe la dimensionarea la forță tăietoare, în sensul că se contează în mai mică măsură pe aportul betonului [v. pct. 13.3.1, relațiile (13.23)]. De asemenea, la diafragmele puternic solicitate, poate deveni în aceeași zonă necesar un surplus de fretare a capetelor secțiunii, prin etrieri mai deși, în vederea îmbunătățirii ductilității lor la compresiune;

— pentru asigurarea localizării zonei plastice potențiale către baza diafragmei, în literatura mai recentă [III.53, IV.40] se recomandă o dimensionare mai largă a armăturilor longitudinale marginale în secțiunile de pe restul înălțimii, denumită în instrucțiunile [III.4] «zona B». Pe această linie, s-a introdus prevederea ca raportul între momentul capabil și momentul de calcul din încărcările seismice convenționale să fie cu 15% mai mare în zona B decît în zona A.

b) Corelarea capacităților portante ale fundațiilor cu cele ale diafragmelor, în sensul verificării fundațiilor la momente încovoietoare asociate celor capabile ale secțiunilor potențial plastificate de la bazele diafragmelor.

c) Măsuri specifice la alcătuirea, dimensionarea și armarea secțiunilor diafragmelor, care sînt arătate în paragrafele următoare și dezvoltate mai detaliat în capitolele respective. Și aici pot interveni diferențieri între zonele A și B (v. tabelul 6 din anexă).

11.2. Condiții referitoare la dimensionarea secțiunii de beton a diafragmelor

11.2.1. Elemente verticale (diafragme pline și montanții diafragmelor cu goluri)

La construcțiile cu solicitări seismice importante, determinante pentru stabilirea formei și dimensiunilor secțiunii elementelor verticale ale diafragmelor sînt de regulă condițiile de ductilitate, care sînt mai severe decît cele de capacitate portantă. Realizarea lor comportă:

a) Asigurarea încadrării într-un *mecanism de cedare la compresiune excentrică în care armăturile longitudinale din zona întinsă a secțiunii să acumuleze deformării postelastice suficient de mari, înainte de a interveni ruperea zonei comprimate*, ceea ce se obține prin:

— limitarea nivelului de solicitare la compresiune, prin plafonarea eforturilor unitare σ produse de efortul normal N , la valori moderate;

— fretarea (confinarea) zonei comprimate prin armături corespunzătoare longitudinale și transversale;

— în caz de necesitate, dezvoltarea zonei comprimate la capetele libere ale secțiunii, sub forma de bulbi.

Indicații de detaliu privitoare la aceste aspecte sînt date în paragrafele 13.1 și 13.2.

b) *Evitarea unei cedări premature cu caracter casant din acțiunea forței tăietoare*, prin:

— corelarea între dimensionarea la compresiune excentrică și cea la forță tăietoare, în sensul considerării în calcul a unei forțe tăietoare asociate momentului capabil al secțiunii;

— limitarea nivelului de solicitare la forță tăietoare, prin plafonarea eforturilor tangențiale τ la valori moderate.

Indicații de detaliu în această problemă sînt date în paragrafele 13.1 și 13.3.

c) *Evitarea cedării premature prin deteriorarea aderenței între armătură și beton*, în condițiile caracterului ciclic alternant al solicitărilor produse de cutremure.

Dintre măsurile enumerate, cele privitoare la moderarea valorilor eforturilor unitare σ și τ , fiind determinante pentru dimensionarea secțiunilor de beton, este indicat să fie luate în considerare încă de la faza de pre-dimensionare (v. § 13.1.).

11.2.2. Rigle de cuplare

Riglele de cuplare sînt solicitate la încovoiere, la momente alternante, astfel că armarea lor rezultă de regulă simetrică. În consecință, este implicit asigurată o cedare ductilă la încovoiere.

Dificultățile principale la dimensionare intervin sub aspectul comportării la forță tăietoare. Așa cum s-a arătat și la pct. 2.2.3 (volumul I), la clădirile de locuit etajate obișnuite, cu înălțimi de etaj de circa 2,70 m, înălțimile plinurilor dintre golurile de uși suprapuse sînt limitate la 50—60 cm, astfel că înălțimile secțiunilor riglelor de cuplare sînt practic impuse. În aceste condiții, nivelul de solicitare la forță tăietoare poate fi limitat numai împiedicînd riglele respective să se încarce cu forțe tăietoare prea mari, ceea ce se realizează plafonînd în consecință momentele capabile, prin plafonarea procentelor de armare longitudinale. Se ia deci în considerare formarea de articulații plastice la capetele riglelor, ceea ce se integrează în schema generală de calcul postelastic al structurii la acțiunea forțelor seismice.

11.3. Tipuri de armături și rolul lor

Armăturile diafragmelor pot fi împărțite în mod general în *armături de rezistență și armături constructive* [III.4].

Prin *armături de rezistență* se înțeleg cele a căror necesitate și dimensionare rezultă din calculul la eforturile din acțiunea încărcărilor verticale și orizontale, cu respectarea procentelor minime de armare dictate de condiții de rezistență și ductilitate.

Prin *armături constructive* se înțeleg cele a căror necesitate nu se stabilește de regulă printr-un calcul, ci rezultă din cerințele de acoperire a unor solicitări neevidențiate în calculele curente (deformații împiedicate din acțiunea contracției betonului, a variației de temperatură și a diferenței de temperatură între fețe [III.1, III.8, III.28, III.32, III.33, III.47, III.50, III.55, III.57, III.62] sau redistribuții în timp ale solicitărilor ca urmare a deformațiilor de curgere lentă a betonului [III.3, III.21, III.55]) și este confirmată de datele cunoscute asupra comportării în exploatare a clădirilor cu diafragme [III.40, III.43, III.48].

Pentru armăturile de rezistență a căror necesitate și dimensionare rezultă din eforturile produse de solicitări seismice, oțelurile utilizate trebuie să prezinte un palier de curgere suficient de lung, pentru a corespunde și sub aspectul ductilității. Pentru aceste armături, în România se folosesc bare din oțel laminat la cald, cu profil periodic (PC 52, PC 60) sau neted (OB 37).

La armarea inimilor diafragmelor, utilizarea plaselor sudate din sîrmă trasă (STNB), mai puțin ductilă, este admisă numai în situațiile cînd forța tăietoare se înscrie în limitele în care poate fi preluată de beton. Armarea cu plase sudate din STNB prezintă deci interes la construcțiile din zone neseismice sau cu grad redus de intensitate seismică, precum și în mod mai general la nivelurile superioare ale clădirilor, unde valorile forțelor tăietoare din acțiunea forțelor seismice orizontale sînt suficient de mici.

În vederea creării condițiilor pentru o execuție cu consum redus de manoperă pe șantier la montarea armăturilor, se recomandă ca acestea să fie realizate de preferință sub forma de plase și carcase preasamblate (sudate sau legate). Cele sudate sînt avantajoase și sub aspectul menținerii armăturii în poziția corectă în timpul turnării betonului.

În fig. 11.3 sînt reprezentate schematic categoriile de armături care intervin la diafragmele pline și cu goluri și al căror rol este definit în paragrafele următoare.

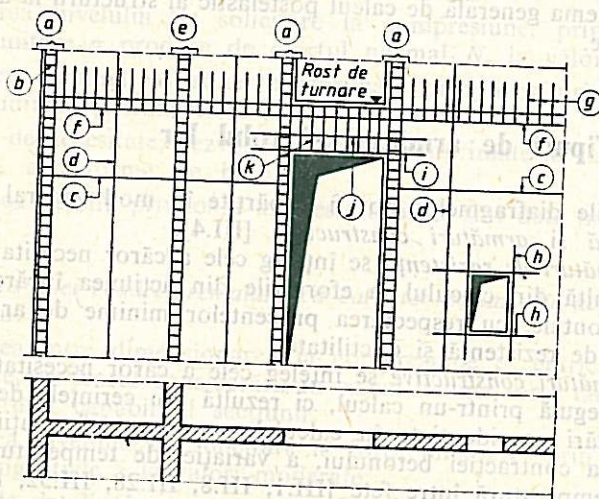


Fig. 11.3

- a) Armarea zonelor de capăt ale elementelor verticale este formată din:
- armăturile longitudinale (verticale), (fig. 11.3, a), care preiau eforturi din solicitarea diafragmei sau montantului la compresiune excentrică, avînd, în funcție de sensul acțiunii forțelor orizontale, rolul de preluare a eforturilor de întindere, respectiv de consolidare a zonei comprimate;
 - armăturile transversale (etrierii), (fig. 11.3, b), cu rol similar etrierilor unor stîlpi: confinare a zonei comprimate și împiedicarea flambajului barelor longitudinale.

b) Armarea curentă a inimii elementelor verticale cuprinde:

— barele orizontale (fig. 11.3, c), care constituie armarea transversală la forța tăietoare, îndeplinind rolul etrierilor unei console verticale și totodată servesc pentru îmbunătățirea comportării la solicitările din deformări împiedicate (contracția betonului, variații de temperatură);

— barele verticale (fig. 11.3, d), care servesc ca bare de montaj pentru cele orizontale, dar au în unele cazuri și un rol de rezistență, pentru preluarea unor momente încovoietoare acționînd perpendicular pe planul diafragmei (rezultate din diferite excentricități sau din încastrarea locală în diafragmă a unor elemente de construcții [III.6, III.19]); de asemenea, barele verticale, în special cele situate în apropierea capetelor, participă la preluarea eforturilor din solicitarea diafragmei la compresiune excentrică, alături de barele din fig. 11.3, a.

Barele verticale și cele orizontale din inimă formează plase, dispuse la cele două fețe ale inimii, constituind o armare de tip continuu. La diafragmele cu solicitări reduse din acțiunea forțelor orizontale, în cazul cînd o armare continuă nu este necesară nici pentru acoperirea altor solicitări, se utilizează și sistemul de armare de tip discontinuu (fig. 11.4), constînd din carcase verticale dispuse ca în figură, legate de centurile orizontale din dreptul planșelor.

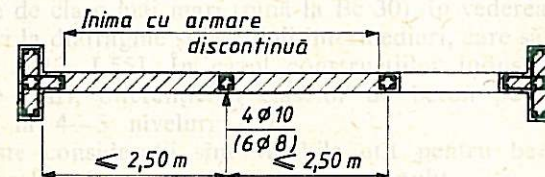


Fig. 11.4

c) Armările locale cuprind:

— armăturile de la intersecțiile cu alte diafragme (fig. 11.3, e), dispuse constructiv pentru asigurarea unei legături între diafragmele intersectate;

— armăturile de la intersecțiile cu planșeele, în care se cuprind: cele orizontale de tip centură așezate în grosimea planșelor (fig. 11.3, f) și cele verticale suplimentare de traversare a rosturilor de turnare din dreptul planșelor (fig. 11.3, g), cu rol de preluare a forței tăietoare în secțiunile în care nu se contează pe preluarea ei prin beton;

— armăturile de bordare a golurilor mici (fig. 11.3, h), pentru preluarea eforturilor locale din jurul acestora.

d) *Armarea riglelor de cuplare* este formată din:

— *armăturile longitudinale principale* (fig. 11.3, i), dispuse la extremitatea superioară și la cea inferioară a secțiunii, pentru preluarea eforturilor de întindere produse de momentele încovoietoare;

— *armăturile longitudinale intermediare* (fig. 11.3, j), dispuse constructiv pe inima riglei, cu rolul de a îmbunătăți regimul ei de fisurare sub acțiunea forței tăietoare [IV.38];

— *armăturile transversale* (etrieri sau bare înclinate) (fig. 11.3, k) pentru preluarea forței tăietoare.

Dimensionarea armăturilor și regulile referitoare la alcătuirea și dispunerea armăturilor de rezistență și a celor constructive sînt tratate în cap. 13 și 14.



12.

CARACTERISTICI DE CALCUL ALE MATERIALELOR

12.1. Betonul

12.1.1. Clase de beton

La structurile cu diafragme monolite se utilizează de regulă betoane de clasă Bc 15 sau mai mare. La clădiri cu puține niveluri ($\leq P + 4$), cu eforturi reduse în diafragme, este permisă și utilizarea clasei Bc 10.

La clădiri cu înălțimi mari ($\geq P + 12$ niveluri), prezintă interes o diferențiere a claselor de beton pe înălțime, adoptînd la nivelurile inferioare betoane de clase mai mari (pînă la Bc 30), în vederea evitării secțiunilor prea mari la diafragme și la stîlpii intermediari, care să greveze asupra spațiilor utile [I.13, I.55]. În cazul construcțiilor industriale etajate, cu încărcări utile mari, diferențierea claselor de beton pe înălțime devine economică și la 4—5 niveluri [I.7].

Toate aceste considerații sînt valabile atît pentru betoane obișnuite cu agregate grele, cît și pentru cele de granulit.

12.1.2. Rezistențe de calcul pentru elementele verticale

În raport cu rezistențele de calcul valabile în mod general pentru elemente de beton armat [III.65], intervin în cazul elementelor verticale ale diaframelor monolite următoarele aspecte specifice [III.4]:

a) Rezistențele de calcul sînt cele date în STAS 10107/0-82 pentru elemente comprimate excentric, turnate în poziție verticală, deci afectate de coeficienții condițiilor de lucru m_{bc} (la compresiune) și m_{bt} (la întindere):

— la diafragme cu grosime < 30 cm: $m_{bc} = m_{bt} = 0,75$;

— la diafragme cu grosime ≥ 30 cm: $m_{bc} = m_{bt} = 0,85$.

Aceste valori se aplică atît la inima diafragmei, cît și la tălpi sau bulbi.

b) În cazul diaframelor cu grosime < 30 cm, rezistența de calcul la compresiune este afectată suplimentar de un coeficient al condițiilor de lucru $m'_{bc} = 0,75$, prin care se ține seama de faptul că la grosimi reduse ale inimii influența excentricităților și a neomogenităților inerente legate de tehnologia de execuție [III.4] devine mai importantă.

Se ajunge astfel pentru rezistențele de calcul la compresiune R_c și la întindere R_t la valorile date în tabelul 1 din anexă.

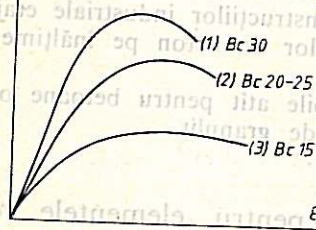
Rezultă că în cazul unei diafragme cu bulbi la capete, dacă grosimea inimii este < 30 cm, iar dimensiunea minimă a secțiunii bulbului este ≥ 30 cm, rezistențele de calcul vor trebui să se ia diferite pentru inimă și pentru bulbi.

12.1.3. Rezistențe de calcul pentru riglele de cuplare

Riglele de cuplare fiind solicitate la încovoiere, sînt valabile rezistențele de calcul date în STAS 10107/0-82 pentru elemente lucrînd la încovoiere (v. tabelul 2).

12.1.4. Curbe caracteristice la compresiune pentru betoane cu agregate obișnuite

Betonul este un material cu proprietăți plastice reduse, a cărui curbă caracteristică $\sigma_b - \varepsilon_b$ sub o încărcare monoton crescătoare se prezintă ca în fig. 12.1. În figură s-a notat cu ε_{bu} *deformația specifică ultimă* (limită) corespunzătoare stadiului de rupere. După cum iese în evidență din fig. 12.1, a, caracterul casant al materialului este mai accentuat în cazul betoanelor de clase superioare.



Curba caracteristică sub încărcare monoton crescătoare, reprezentată în fig. 12.1, b cu linie plină, prezintă:

- o primă porțiune ascendentă, aproape liniară (modulul de elasticitate tangent practic constant), mergînd pînă la $\sigma_b = (0,4 \dots 0,5) R_c$;
- o porțiune ascendentă în continuare, pînă la $\sigma_b = R_c$, care se depărtează treptat de forma liniară (modulul de elasticitate tangent scade continuu);

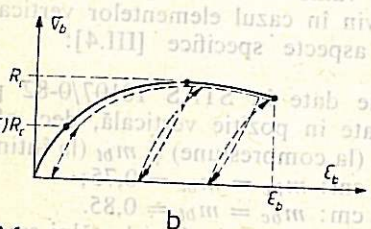


Fig. 12.1

— o porțiune descendentă, mergînd pînă la deformația specifică ultimă ε_{bu} .

În fig. 12.1, b s-au reprezentat cu linii punctate curbele care se obțin în cazul descărcării și reîncărcării, pornind de la diferite valori ε_b . Aceste curbe sînt limitate superior de cea corespunzătoare încărcării monoton crescătoare.

Cu cît viteza de încărcare crește, R_c se mărește, dar scad valorile deformației specifice corespunzătoare la $\sigma_{b \max} = R_c$ și deformației specifice ultime ε_{bu} . La viteze de încărcare de ordinul de mărime al celor care se realizează în cazul unei solicitări seismice, se poate conta că R_c este cu circa 10% mai mare decît în condițiile vitezei standard de încărcare a epruvetelor de beton, spor de care însă în general nu se ține seama în calculele obișnuite, avînd în vedere că este consumat prin efectul defavorabil al încărcărilor alternante.

În calculul practic se adoptă pentru curba caracteristică a betonului forme schematizate, date în prescripții și în literatura de specialitate [III.14, III.19, III.24, III.36, III.58, III.65] (fig. 12.2):

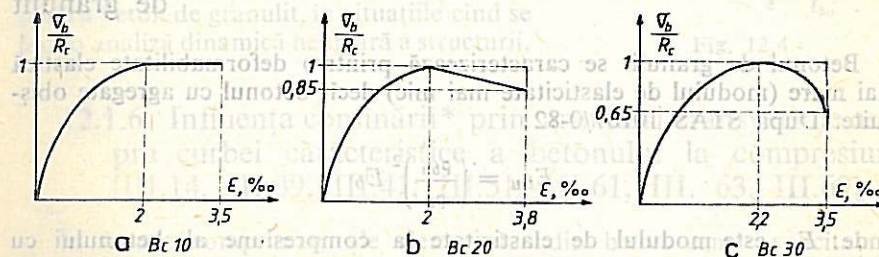


Fig. 12.2

a) În fig. 12.2, a este reprezentată curba dată în codul-model C.E.B.—F.I.P. [III.19] și în prescripții din mai multe țări [III.24] și care a fost preluată și în STAS 10107/0-82 [III.65] pentru calcule obișnuite la încărcări considerate ca monoton crescătoare. Curba este valabilă pentru zona comprimată a elementelor din beton armat solicitate la încovoiere sau la compresiune excentrică cu excentricitate mare (axa neutră în interiorul secțiunii) și este formată dintr-o porțiune parabolică de ecuație:

$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \varepsilon_b - \left(\frac{\varepsilon_b}{2} \right)^2 \quad (12.1)$$

pînă la $\sigma_b/R_c = 1$ ($\varepsilon_b = 2\text{‰}$), continuată cu un palier pînă la $\varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$, deci făcînd abstracție de forma descendentă a ultimei ramuri. În cazul solicitării la compresiune excentrică cu excentricitate mică (axa neutră

în afara secțiunii), palierul se scurtează pe măsură ce excentricitatea scade, reducându-se la zero în situația limită când secțiunea este comprimată centric ($\varepsilon_b = 20/100$ devine ε_{bu}).

b) În fig. 12.2, b este arătată curba propusă de E. Hognestad [III.36] și larg utilizată în S.U.A., cu o ramură coboritoare considerată liniară.

c) În fig. 12.2, c este arătată curba caracteristică adoptată în STAS 10107/0-82 pentru situațiile când se efectuează o analiză dinamică neliniară a structurii și care are forma unei parabole de ecuație

$$\frac{\sigma_b}{R_c} = \frac{\varepsilon_b}{1,1} - \left(\frac{\varepsilon_b}{2,2}\right)^2 \quad (12.2)$$

mergînd ascendent pînă la $\sigma_b/R_c = 1$ ($\varepsilon_b = 2,2/100$) și continuînd cu o ramură coboritoare pînă la $\varepsilon_{bu} = 3,5/100$ ($\sigma_b/R_c = 0,65$).

12.1.5. Curbe caracteristice la compresiune pentru beton de granolit

Betonul de granolit se caracterizează printr-o deformabilitate elastică mai mare (modulul de elasticitate mai mic) decît betonul cu agregate obișnuite. După STAS 10107/0-82:

$$E_{bu} = \left(\frac{\rho_{bu}}{\rho_b}\right)^2 E_b$$

unde: E_b este modulul de elasticitate la compresiune al betonului cu agregate obișnuite;

E_{bu} — idem pentru betonul ușor cu agregate de granolit;

ρ_b, ρ_{bu} sînt densitățile aparente respective.

După datele experimentale cunoscute, confirmate și de încercările pe betoane cu granolit din România [III.46, III.67], la clase de beton Bc 10 — Bc 20 proprietățile plastice sînt apropiate de cele ale betoanelor obișnuite de aceeași clasă, însă la clase superioare betonul de granolit devine mult mai casant decît cel obișnuit, prezentînd o curbă caracteristică aproape liniară pînă la rupere. De aceea, unele prescripții de proiectare antisismică interzic utilizarea betonului de granolit (și a betoanelor cu agregate ușoare în general) de clasă > Bc 30 la structurile clădirilor din zone seismice.

În fig. 12.3 sînt date curbele caracteristice pentru betoane de granolit de diferite clase, după rezultatele încercărilor efectuate la Catedra de beton armat a Institutului politehnic din Cluj-Napoca [III.67].

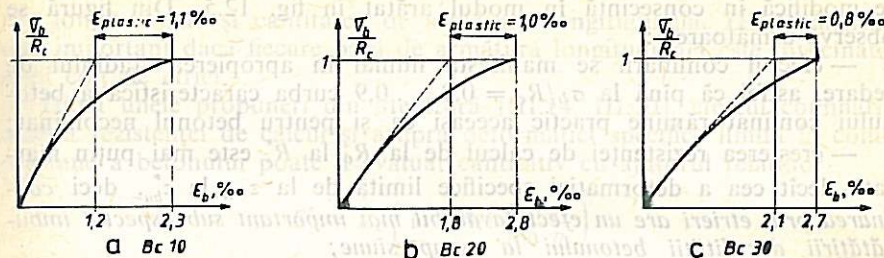


Fig. 12.3

Încercări suedeze [III.45] evidențiază pentru betoanele cu agregate ușoare curbe caracteristice denotînd proprietăți plastice mult reduse în raport cu betoanele cu agregate obișnuite, chiar la clase Bc 15—20.

În fig. 12.4 este reprezentată curba schematizată dată în STAS 10107/0-82 pentru beton de granolit, în situațiile când se face o analiză dinamică neliniară a structurii.

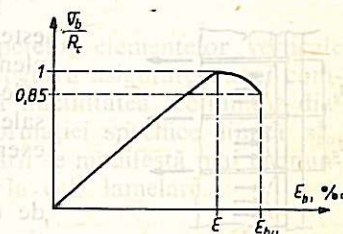


Fig. 12.4

12.1.6. Influența confinării* prin armături transversale asupra curbei caracteristice a betonului la compresiune [III.14, III.39, III.41, III.51, III.61, III. 63, III.69]

În zonele comprimate ale elementelor din beton armat solicitate la încovoiere sau la compresiune excentrică, etrierii realizează o fretare (confinare) a betonului, opunîndu-se deformării lui transversale. Prin aceasta se obține pe de o parte o creștere a capacității portante a betonului la compresiune, echivalînd cu o majorare a rezistenței de calcul de la R_c la o valoare R_c^* , iar pe de altă parte o creștere a deformației specifice limită de la ε_{lu} la o valoare ε_{lu}^* . Curba caracteristică a betonului

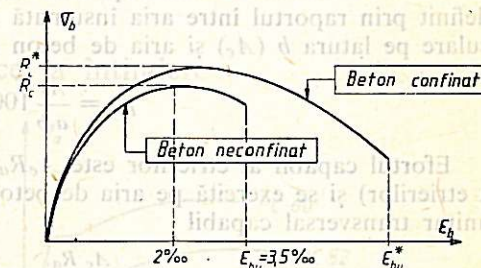


Fig. 12.5

* În cele ce urmează, s-a preferat să se utilizeze termenul de *confinare* în locu celui de *fretare*, care este mai propriu secțiunilor circulare armate cu fretre (spirale).

se modifică în consecință în modul arătat în fig. 12.5. Din figură se observă următoarele:

— efectul confinării se manifestă numai în apropierea stadiului de cedare, astfel că pînă la $\sigma_b/R_c = 0,8 \dots 0,9$ curba caracteristică a betonului confinat rămîne practic aceeași ca și pentru betonul neconfinat;

— creșterea rezistenței de calcul de la R_c la R_c^* este mai puțin marcată decît cea a deformației specifice limită de la ε_{bu} la ε_{bu}^* , deci *confinarea prin etrieri are un efect favorabil mai important sub aspectul îmbunătățirii ductilității betonului la compresiune*;

— ramura coboritoare a curbei caracteristice este mai pronunțată în cazul betonului confinat.

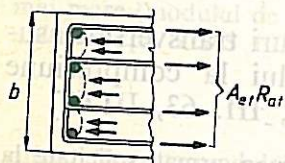
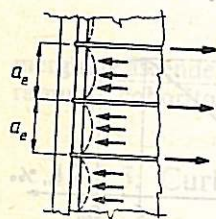


Fig. 12.6

este arătat în fig. 12.6. Pe o latură b a secțiunii elementului, armăturile transversale (etrieri) și cele longitudinale se opun deformației transversale a betonului, preluînd presiunile laterale exercitate de acesta după schema din figură:

— în plan orizontal, presiunile sînt preluate de ramurile de etrier de pe latura b , lucrînd ca tiranți ai unor bolți de descărcare și se transmit la ramurile perpendiculare pe latura b ;

— în plan vertical, funcția de tiranți de boltă pe înălțimea a_e între doi etrieri succesivi este îndeplinită în mod similar de către armăturile longitudinale.

Factorul principal de care depinde efectul favorabil al confinării îl constituie *procentul de armare transversală* realizat prin etrieri (p_e), care pentru latura b a secțiunii elementului este definit prin raportul între aria însumată a ramurilor de etrieri perpendiculare pe latura b (A_e) și aria de beton aferentă

$$p_e = \frac{A_e}{a_e b} 100\% \quad (12.3)$$

Efortul capabil al etrierilor este $A_e R_{ae}$ (R_{ae} fiind rezistența de curgere a etrierilor) și se exercită pe aria de beton aferentă $a_e b$, rezultînd un efort unitar transversal capabil

$$\sigma_e = \frac{A_e R_{ae}}{a_e b} = \frac{p_e}{100} R_{ae} \quad (12.4)$$

Din mecanismul arătat în fig. 12.6 rezultă că alți factori care mai influențează asupra efectului de confinare sînt: R_{ae} , a_e , distanțele între armă-

rile longitudinale și cantitatea de armătură longitudinală. De asemenea, este important dacă fiecare bară de armătură longitudinală este învecinată unui colț de etrier.

După unele propuneri din literatură [III.14, III.20], efectul confinării asupra rezistenței de calcul și asupra deformației specifice limită la compresiune a betonului poate fi evaluat cantitativ cu ajutorul relațiilor

$$R_c^* = R_c \left(1 + 4,1 \frac{p_e R_{ae}}{100 R_c} \right) \quad (12.5)$$

$$\varepsilon_{bu}^* = \varepsilon_{bu} \left(1 + 3 \sqrt{\frac{p_e R_{ae}}{100 R_c}} \right)$$

Necesitatea unei confinări eficiente a capetelor elementelor verticale ale diafragmelor este deosebit de importantă pentru asigurarea unei comportări ductile a acestora, avînd în vedere că ductilitatea secțiunilor diafragmelor este condiționată de mărimea deformației specifice limită ε_{bu}^* . Este de remarcat că efectul favorabil al confinării se manifestă mai pronunțat la capetele de diafragme cu bulbi decît la cele lamelare.

12.2. Armătura

12.2.1. Rezistențe de calcul și moduli de elasticitate

Tipurile de oțeluri utilizate în România la armarea diafragmelor au fost arătate la paragraful 11.3. Pentru barele din oțel laminat, folosite la armăturile de rezistență, valorile rezistențelor de calcul și modulului de elasticitate, conform STAS 10107/0-82, sînt date în tabelul 3.

12.2.2. Curbe caracteristice la întindere

Pentru bare laminate din OB 37, PC 52 și PC 60, curbele caracteristice $\sigma_a - \varepsilon_a$ prezintă paliere de curgere suficient de lungi pentru a conferi elementelor din beton armat o ductilitate satisfăcătoare, în condițiile cînd prin modul de dimensionare și armare a secțiunilor se asigură un mecanism de cedare în

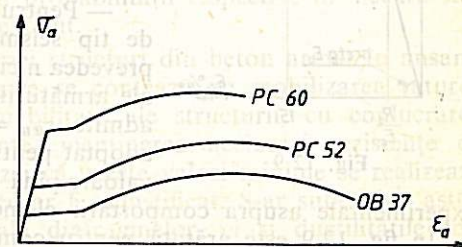


Fig. 12.7

care deformățiile plastice ale armăturii întinse să nu fie limitate de ruperi premature în zona comprimată sau din acțiunea forței tăietoare. Lungimea palierului descrește cu creșterea rezistenței de rupere (fig. 12.7).

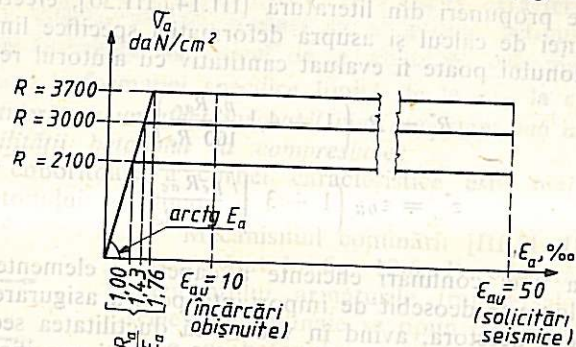


Fig. 12.8

În fig. 12.8 sînt reprezentate formele idealizate biliniare de tip *Prandtl*, admise pentru calcul în STAS 10107/0-82 pentru curbele caracteristice ale celor trei tipuri de oțeluri. Cu privire la valoarea *alungirii limită de calcul* ϵ_{au} sînt de precizat următoarele:

— Față de alungirile la rupere care se obțin pe epruvete din oțel și care sînt de ordinul a 15—25‰, deci foarte mari, în calculul elementelor din beton armat se admit valori ϵ_{au} mult mai mici, considerîndu-se în mod convențional ca stare limită de rezistență un stadiu în care gradul de avariere a elementului nu depășește anumite limite. În aceste condiții, este justificat ca în calculul la solicitări seismice să se admită pentru ϵ_{au} valori substanțial majorate față de cele din cazul încărcărilor obișnuite.

— Pentru încărcări obișnuite, DIN 1045 [III.24] prevede $\epsilon_{au} = 50‰$, iar codul-model C.E.B.-F.I.P. [III.19] $\epsilon_{au} = 100‰$, valoare preluată și în STAS 10107/0-82.

— Pentru calculul la solicitări alternante de tip seismic, există propuneri de a nu se prevedea nici o limitare a deformățiilor specifice ale armăturilor întinse, sau [III.59] de a se admite $\epsilon_{au} = 10‰$. În STAS 10107/0-82 s-a adoptat pentru acest tip de solicitări $\epsilon_{au} = 5‰$, valoare pînă la care se dispune de suficiente date

experimentale asupra comportării elementelor din beton armat. În fig. 12.9 este arătată pentru comparație curba caracteristică idealizată, după același standard, pentru sîrma trasă (STNB). Se observă că în

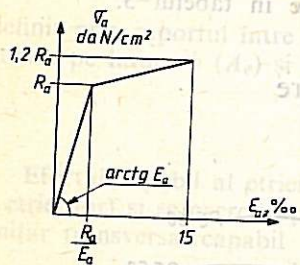


Fig. 12.9

acest caz valoarea admisă în calcul pentru deformăția specifică limită ($\epsilon_{au} = 150‰$) este considerabil mai mică decît la oțelurile laminate la cald ceea ce justifică restricțiile menționate la paragraful 11.3 cu privire la utilizarea plaselor sudate din STNB la armăturile de rezistență ale diafragmelor.

12.2.3. Curbe caracteristice la solicitări alternante

În cazul încărcării ciclice alternante, barele de oțel prezintă curbe caracteristice histeretice ca în fig. 12.10, evidențiind [un pronunțat efect de reducere aparentă a modului de elasticitate (efect *Bauschinger*) [III.42, III.51, III.26], astfel că energia de deformare absorbită este mai mică decît cea corespunzătoare unei comportări ideal elasto-plastice.

Totodată, solicitarea alternantă a armăturilor longitudinale la întindere și la compresiune atrage după sine necesitatea asigurării lor împotriva flambajului, prin etrieri suficient de deși.

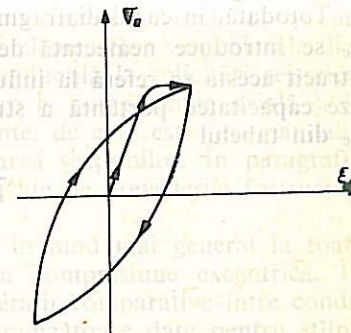


Fig. 12.10

12.3. Rezistențe de calcul pentru analize postelastice la solicitări seismice

În concepția probabilistică pe care se bazează stabilirea rezistențelor de calcul date în prescripții pentru beton și armături, acestea reprezintă rezistențe minime corespunzătoare unei probabilități admise în mod convențional, fixate în ideea asigurării probabilității respective în fiecare secțiune de calcul considerată independent.

Într-o analiză post-elastică a unei structuri din beton armat în ansamblul ei la solicitări seismice, în care se contează pe mobilizarea tuturor resurselor de rezistență și deformabilitate ale structurii, cu conlucrarea spațială a elementelor componente, menținerea aceluiași rezistențe de calcul ar însemna admiterea ipotezei că aceste valori minime se realizează simultan în toate secțiunile, ceea ce ar fi nejustificat. S-ar subevalua astfel nu numai capacitățile portante ale diafragmelor, ci și ductilitățile lor, care sînt direct dependente de rezistențele de calcul.

De aceea, în analiza postelastă la solicitări seismice este mai corect să se introducă pentru rezistențele betonului și armăturilor valori medii pe structură, pentru care se admit, în raport cu rezistențele de calcul obișnuite, valorile

$$\bar{R}_c \approx 1,75 R_c; \bar{R}_a \approx 1,35 R_a. \quad (12.6)$$

Coeficientul de corecție este mai mare la beton decât la armături, având în vedere că pentru beton împrăștierea statistică a valorilor rezistențelor este mai mare și deci diferența între rezistența minimă și o rezistență medie este mai mare.

Totodată, în cazul diafragmelor cu grosimi sub 30 cm, în relația (12.6) R_c se introduce neafectată de coeficientul $m'_{bc} = 0,75$ (v. pct. 12.1.2), întrucât acesta se referă la influențe locale și deci nu este normal să afecteze capacitatea portantă a structurii în ansamblul ei. În consecință, cu R_c din tabelul 1

$$\bar{R}_c \approx \frac{1,75}{0,75} R_c \quad (12.7)$$

13. DIMENSIONAREA ȘI ARMAREA ELEMENTELOR VERTICALE ALE DIAFRAGMELOR

13.1. Verificări preliminare ale secțiunii de beton

În cadrul pct. 11.2.1 au fost enumerate măsurile generale ce trebuie avute în vedere la dimensionarea secțiunilor elementelor verticale ale diafragmelor pentru a le asigura o comportare ductilă la solicitări seismice. S-a arătat că limitările nivelului de solicitare la compresiune axială și la forță tăietoare constituie condiții determinante, de care este recomandabil să se țină seama încă de la predimensionarea secțiunilor. În paragraful de față se dau indicații sub acest aspect, bazate pe prevederile Instrucțiunilor tehnice P. 85—78 [III.4].

Este știut că aceeași problemă se pune în mod mai general la toate elementele structurale verticale solicitate la compresiune excentrică. În cele ce urmează se prezintă și unele considerații comparative între condițiile care se pun diafragmelor și cele corespunzătoare date pentru stâlpii structurilor în cadre în normativul P. 100—81.

13.1.1. Moderarea nivelului de solicitare la compresiune axială

Notații utilizate (fig. 13.1):

- h — înălțimea secțiunii;
- b — grosimea inimii;
- $A_i = bh$ — aria secțiunii inimii;
- b_p — lățimea activă a tălpii sau bulbului;
- h_p — grosimea tălpii sau bulbului;
- $A_t = (b_p - b) h_p$ — aria secțiunii tălpii;
- N — efortul axial de calcul, cu coeficientul încărcării corespunzător grupării speciale de încărcări;

$$\sigma = \frac{N}{bh};$$

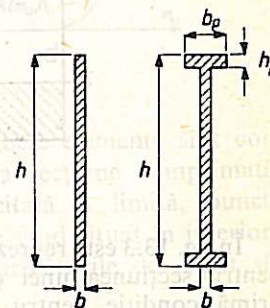


Fig. 13.1

$n_0 = \frac{N}{bh R_c} = \frac{\sigma}{R_c}$ — coeficient adimensional care caracterizează gradul de solicitare a inimii la compresiune (R_c este rezistența de calcul pentru inima diafragmei, conform tabelului 1);

M — momentul încovoietor de calcul;

$m_0 = \frac{M}{bh^2 R_c}$ — coeficient adimensional care caracterizează gradul de solicitare a inimii la încovoiere.

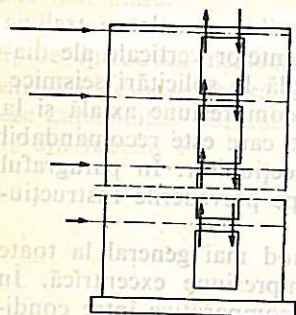


Fig. 13.2

În cazul diaframelor pline, N este efortul axial din încărcările gravitaționale, iar în cazul montanților diaframelor cu goluri (fig. 13.2) el include și efortul axial suplimentar ΔN din acțiunea încărcărilor orizontale, rezultat prin cumulara pe verticală a reacțiunilor transmise de riglele de cuplare (efectul « indirect »)

$$\Delta n_0 = \frac{\Delta N}{bh R_c}$$

Moderarea eforturilor unitare de compresiune σ se realizează prin controlul valorii coeficientului n_0 . O analiză mai detaliată cu privire la corelația între n_0 și criteriile de ductilitate este dezvoltată în cap. 16. În cele ce urmează se prezintă numai unele considerații calitative cu caracter preliminar și prevederile prescripțiilor pentru calculul practic.

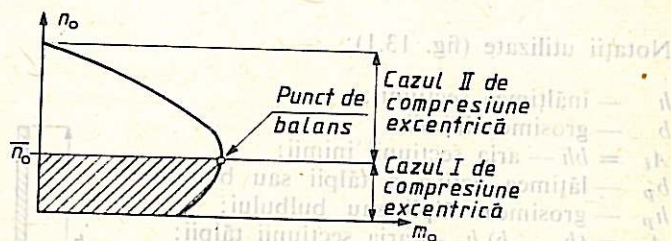


Fig. 13.3

În fig. 13.3 este reprezentată curba limită de interacțiune $m_{0\text{ cap}} = f(n_{0\text{ cap}})$ pentru secțiunea unei diafragme solicitate la compresiune excentrică. O primă condiție pentru o comportare ductilă a diafragmei o constituie necesitatea încadrării stării de solicitare în domeniul cazului I de com-

presiune excentrică, în care cedarea începe prin intrarea în curgere a armăturii întinse, respectiv înscrierea sub « punctul de balans » definit printr-o valoare $\bar{n}_0$ a coeficientului n_0 . Încadrarea în domeniul ductil depinde deci numai de mărimea lui n_0 , fără să fie funcție și de m_0 , adică de excentricitatea $e_0 = M/N$ a efortului normal. În consecință, chiar în cazul unei diafragme care sub acțiunea încărcărilor seismice orizontale convenționale date în prescripții este solicitată cu excentricitate mică (întreaga secțiune rămâne comprimată), dacă $n_0 < \bar{n}_0$ cedarea nu este posibilă decât tot cu atingerea limitei de curgere la întindere în armătură.

Pentru a clarifica această contradicție aparentă, sînt edificatoare reprezentările din fig. 13.4, în care se prezintă comparativ cazul unui stîlp încărcat excentric prin intermediul unei console (fig. 13.4, a) și cel al unei diafragme pline, solicitate de încărcarea gravitațională și de forțele seismice orizontale convenționale (fig. 13.4, b). În fig. 13.4, c și 13.4, d sînt arătate curbele limită de interacțiune corespunzătoare.

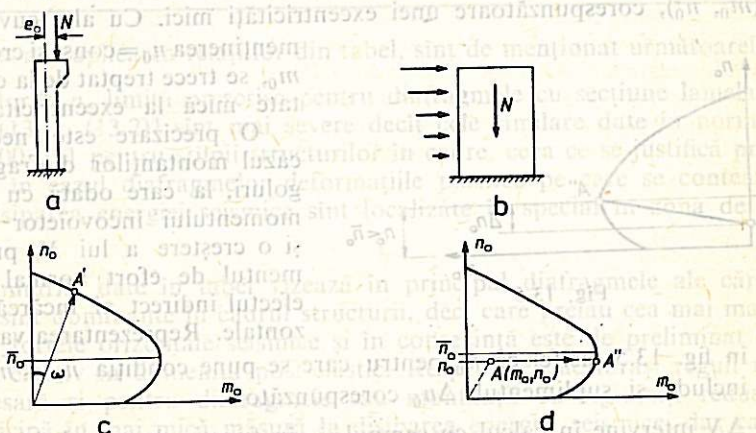


Fig. 13.4

Să admitem că la încărcările considerate, ambele elemente sînt comprimate excentric cu excentricitate mică (întreaga secțiune comprimată). Diafragma nu este deci în această situație solicitată la limită, punctul $A(m_0, n_0)$ care caracterizează starea ei de solicitare fiind situat în interiorul curbei limită de interacțiune (fig. 13.4, d), deci armăturile de capăt sînt dimensionate constructiv.

Se observă că pentru stîlpul cu consolă din fig. 13.4, a o încărcare progresivă pînă la cedare se realizează printr-o creștere proporțională a efor-

tului normal N și a momentului încovoietor $M = N e_0$, excentricitatea e_0 rămânând constantă (bineînțeles, dacă stîlpul este suficient de rigid pentru ca efectele de ordinul II să fie neglijabile). În fig. 13.4, c aceasta corespunde unei drepte cu $\operatorname{tg} \omega = m_0/n_0 = M/Nh = e_0/h = \text{const}$, care atinge curba limită de interacțiune într-un punct A' . Deci, în acest caz, dacă excentricitatea este mică, cedarea se va produce în domeniul cazului II de compresiune excentrică (rupere la compresiune).

Situația se prezintă diferit la diafragma din fig. 13.4, b , la care efortul normal gravitațional rămâne constant, iar o cedare nu este posibilă decît prin creșterea forțelor seismice orizontale peste cele convenționale, pînă la atingerea capacității portante a diafragmei, respectiv creșterea lui m_0 . În fig. 13.4, d corespunde dreapta $n_0 = \text{const}$, care intersectează curba limită în A'' . Deci, de data aceasta, dacă $n_0 < \bar{n}_0$, cedarea nu se poate produce decît după mecanismul cazului I de compresiune excentrică, chiar dacă sub încărcările orizontale convenționale starea de solicitare este $A(m_0, n_0)$, corespunzătoare unei excentricități mici. Cu alte cuvinte, prin

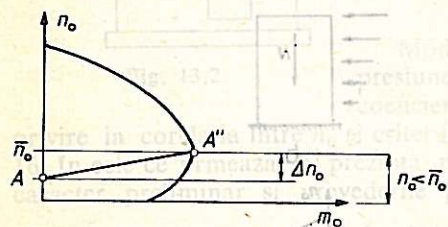


Fig. 13.5

menținerea $n_0 = \text{const}$ și creșterea lui m_0 , se trece treptat de la excentricitate mică la excentricitate mare.

O precizare este necesară în cazul montanților diafragmelor cu goluri, la care odată cu creșterea momentului încovoietor intervine și o creștere a lui N , prin suplimentul de efort normal ΔN din efectul indirect al încărcărilor orizontale. Reprezentarea va fi atunci

ca în fig. 13.5, astfel că n_0 pentru care se pune condiția $n_0 < \bar{n}_0$ trebuie să includă și suplimentul Δn_0 corespunzător.

ΔN intervine în calcul cu semnul $\pm$ în funcție de sensul de acțiune al încărcărilor orizontale. La diafragmele cu goluri avînd montanți cu secțiune pronunțat disimetrică (de exemplu un capăt cu talpă și celălalt lamelar), este posibil ca situația cea mai defavorabilă să intervină în cazul cu ΔN negativ.

Cu cît valoarea coeficientului n_0 este mai mică în raport cu $\bar{n}_0$, cu atît ductilitatea secțională a diafragmei crește (v. cap. 16). Valorile limită admise în Instrucțiunile tehnice P.85—78, cu care se verifică de la faza de predimensionare secțiunile diafragmelor, inclusiv oportunitatea prevederii de bulbi la capete, sînt date în tabelul următor.

Gradul de protecție antiseismică		< 7	≥ 7
Condiția ca secțiunea diafragmei să poată fi lamelară (fără bulbi la capetele libere)	Verificare	$n_0 \leq 0,50$ (13.1)	$n_0 \leq 0,35$ (13.2)
	Dimensionare	$bh \geq \frac{N}{0,50 R_c}$ (13.3)	$bh \geq \frac{N}{0,35 R_c}$ (13.4)
Condiția pentru dimensiunile bulbilor sau tălpilor	Verificare	$n_0 \leq 1,5 \frac{A_t}{A_l} + 0,45$ (13.5)	$n_0 \leq 1,5 \frac{A_t}{A_l} + 0,35$ (13.6)
	Dimensionare	$A_t \geq \frac{0,67 N}{R_c} - 0,30 \frac{N}{bh}$ (13.7)	$A_t \geq \frac{0,67 N}{R_c} - 0,23 \frac{N}{bh}$ (13.8)

Referitor la aplicarea relațiilor din tabel, sînt de menționat următoarele:

a) Valorile n_0 limită prescrise pentru diafragmele cu secțiune lamelară [relațiile (13.1), (13.2)] sînt mai severe decît cele similare date în normativul P. 100—81 pentru stîlpii structurilor în cadre, ceea ce se justifică prin faptul că în cazul diafragmelor deformațiile plastice pe care se contează pentru disiparea energiei seismice sînt localizate în special în zona de la baza lor.

b) Limitările date în tabel vizează în principal diafragmele ale căror rigidități sînt dominante în cadrul structurii, deci care preiau cea mai mare parte din forțele orizontale seismice și în consecință este de prelininat că vor intra efectiv în domeniul post-elastic. Respectarea aceluiași reguli nu este necesară și pentru diafragmele sau montanții cu rigidități reduse, care participă în mai mică măsură la disiparea energiei seismice, dar care totuși au cîteodată eforturi axiale importante, conducînd la valori ridicate pentru n_0 . Situația poate apărea de exemplu la un montanț ca în fig. 13.6 (montanțul A), care datorită lățimii mari de conlucrare a tălpii primește încărcări verticale mari, dar are rigiditate redusă.

c) La predimensionarea montanților diafragmelor cu goluri, avînd în vedere că nu se cunoaște încă valoarea lui ΔN din efectul indirect, aceasta poate fi apreciată preliminar în mod aproximativ, de exemplu ca o fracțiune din N gravitațional (15—30%, în funcție de zveltețea diafragmei și de proporția între plinuri și goluri), eventual prin comparație cu calcule din proiecte similare existente.

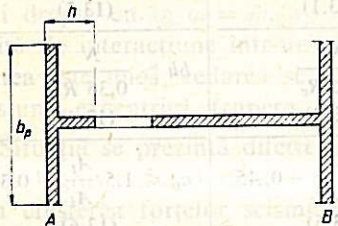


Fig. 13.6

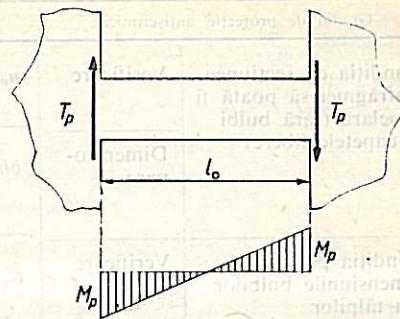


Fig. 13.7

Un mod mai corect de apreciere preliminară a lui ΔN constă în a considera să sub acțiunea încărcărilor orizontale seismice apar articulații plastice la capetele riglelor de cuplare adiacente montantului, la majoritatea nivelurilor. Cunoșcând momentele capabile de plastificare M_p din secțiunile de la capetele riglelor, se transmit montantului (fig. 13.7) reacțiunile verticale asociate acestora $T_p = 2 M_p / l_0$, care se cumulează pe înălțime. Dacă se admite [III.29] că din totalul riglelor suprapuse ajung la plastificare circa 80%, rezultă

$$\Delta N \approx 0,8 \sum_1^z T_p = 0,8 \sum_1^z \frac{2 M_p}{l_0} \quad (13.9)$$

unde z este numărul de niveluri.

13.1.2. Moderarea nivelului de solicitare la forță tăietoare

a. Notății

- M_{cap} — momentul capabil în secțiunea de la baza elementului (diafragmă plină sau montan), la compresiune excentrică;
- Q — forța tăietoare în aceeași secțiune, asociată momentului capabil (produsă de încărcarea orizontală corespunzătoare la M_{cap});
- Q_s — forța tăietoare în aceeași secțiune, rezultată din calculul la încărcările orizontale seismice convenționale date în prescripții;
- b, h — la fel ca în fig. 13.1;
- R_t — rezistența de calcul a betonului din inima diafragmei la întindere, conform tabelului 1;

$$\tau = \frac{Q}{bh} \text{ — efortul unitar tangențial mediu produs de } Q.$$

b. Verificarea secțiunii. Se face la forța tăietoare Q asociată momentului capabil, punîndu-se condiția

$$\tau = \frac{Q}{bh} \leq 1,5 R_t \quad (13.10)$$

sau

$$Q \leq 1,5 b h R_t.$$

Condiția (13.10) este mai severă decît cea similară dată în normativul P. 100—81 pentru stîlpîi și grinziile structurilor în cadre ($Q \leq 2 b h R_t$), ceea ce se justifică prin faptul că diafragmele monolite, cu inimă subțire, sînt mai sensibile sub aspectul comportării la acțiunea forțelor tăietoare.

Ca și în cazul stîlpilor și grinziilor, deși în relația de verificare intervine rezistența de calcul a betonului la întindere, este vorba de fapt de o asigurare în raport cu cedarea la eforturi principale de compresiune. Pericolul unei cedări de acest tip intervine la valori ridicate ale eforturilor unitare τ , deci la diafragme cu armări puternice pe inimă și în special la cele cu secțiuni în formă de T sau I, cu lățimi mari de talpă, la care înălțimea zonei comprimate rezultă foarte mică în raport cu înălțimea totală a secțiunii. Aceeași problemă este relevată și pentru grinziile cu secțiune T în cercetările cunoscute din literatură.

c. Determinarea lui Q . Pentru o diafragmă plină cu moment capabil cunoscut, forța tăietoare asociată acestui moment se poate determina în mod aproximativ într-un calcul preliminar admitînd o lege simplificată pentru distribuția pe verticală a încărcărilor seismice orizontale (fig. 13.8, a). Dacă distribuția se consideră triunghiulară ca în figură, brațul de pîrghie z_0 al rezultantei S în raport cu secțiunea de la baza diafragmei rezultă $z_0 = 0,67 H$ și deci

$Q = S = M_{cap} / 0,67 H$. În stadiul postelastic, distribuția se modifică, ajungîndu-se la o curbă de forma celei reprezentate punctat în figură, deci înălțimea punctului de aplicație al rezultantei forțelor orizontale scade sub $0,67 H$. De aceea este mai indicat să se ia acoperitor $z_0 \approx 0,6 H$, cu care $Q = S = M_{cap} / 0,6 H$.

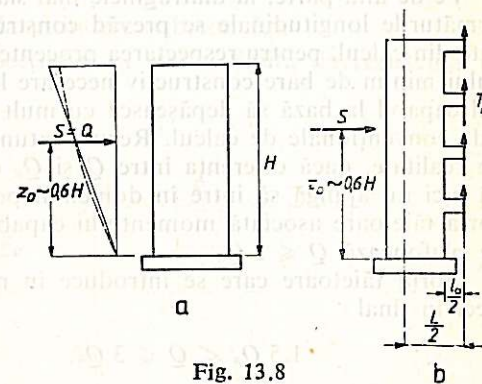


Fig. 13.8

În cazul montanților diafragmelor cu goluri (fig. 13.8, b), intervin în plus momentele M_p transmise de riglele de cuplare, cărora în axele montanților le corespund momentele $M_p L / l_0$. Rezultă:

$$M_{cap} \approx 0,6 HQ - 0,8 \sum_1^i \frac{M_p L}{l_0}$$

respectiv

$$Q \approx \frac{M_{cap} + 0,8 \sum_1^i \frac{M_p L}{l_0}}{0,6 H} \quad (13.11)$$

d. **Determinarea lui Q_s .** La faza de predimensionare, cînd calculul eforturilor produse de încărcările seismice convenționale nu este încă efectuat, forța tăietoare Q_s la bază, produsă de aceste încărcări, nu poate fi evaluată decît apreciativ, determinînd rezultanta încărcărilor orizontale pentru întreaga structură și distribuind-o diafragmelor proporțional cu rigiditățile lor stabilite în mod aproximativ.

e. **Limitări ale lui Q în funcție de Q_s .** Avînd în vedere caracterul casant al cedării la forță tăietoare, precum și posibilitatea ca momentul capabil efectiv al diafragmei să fie mai mare decît cel calculat, în Instrucțiunile tehnice [III.4] se prescrie să se ia $Q \geq 1,5 Q_s$.

Pe de altă parte, la diafragmele mai slab solicitate la încovoiere, la care armăturile longitudinale se prevăd constructiv în exces față de cele rezultate din calcul, pentru respectarea procentelor minime de armare și a numărului minim de bare constructiv necesare la capete, este posibil ca momentul capabil la bază să depășească cu mult pe cel produs de forțele orizontale convenționale de calcul. Rezultă atunci și Q mult mai mare decît Q_s . În realitate, dacă diferența între Q și Q_s este prea mare, diafragma poate să nici nu ajungă să intre în domeniul postelastic și deci să nu fie atinsă forța tăietoare asociată momentului capabil. Avînd în vedere acest aspect, se plafonează $Q \leq 3 Q_s$.

Forța tăietoare care se introduce în relația de verificare (13.10) va fi deci în final

$$1,5 Q_s \leq Q \leq 3 Q_s \quad (13.12)$$

Din cele arătate rezultă că pentru verificarea secțiunilor diafragmelor cu relația (13.10) este necesar să fie determinate atît Q cît și Q_s , ceea ce la faza de predimensionare nu se poate realiza decît în mod cu totul apreciativ. De aceea, o verificare concludentă sub acest aspect nu se poate efectua decît după încheierea calculului eforturilor și dimensionarea armăturilor longitudinale ale montanților și riglelor de cuplare, așa cum s-a

arătat în schema logică din fig. 4.2 (vol. I), operațiile (18) — (21). La construcțiile obișnuite, la predimensionare se apelează de regulă și la compararea cu proiecte de clădiri elaborate anterior, cu distribuții similare ale diafragmelor.

13.2. Verificarea la compresiune excentrică. Dimensionarea armăturilor longitudinale marginale

13.2.1. Ipoteze de bază

Verificarea secțiunilor orizontale ale diafragmelor pline și ale montanților diafragmelor cu goluri la compresiune excentrică, la starea limită de rezistență, se bazează pe ipotezele generale admise în STAS 10107/0-82 pentru calculul elementelor din beton armat solicitate la compresiune excentrică:

— curbele caracteristice pentru beton și armături sînt cele din fig. 12.2, a și 12.8;

— secțiunile plane rămîn plane și după deformare (ipoteza lui Bernoulli), deci distribuția deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii este liniară;

— se neglijează rezistența la întindere a betonului.

Rezultă diagramele σ pe secțiune, în starea limită de rezistență, date în fig. 13.9.

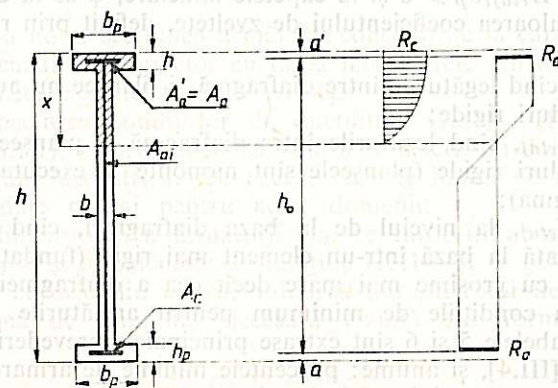


Fig. 13.9

Pe această schemă de bază se poate ține seama în calcul și de aportul barelor de armătură intermediare de pe inima diafragmei, în modul arătat în figură.

Referitor la rezistența de calcul la compresiune a betonului, sînt de făcut următoarele precizări, conform prevederilor normativului P. 85-78:

a) Așa cum s-a arătat la pct. 12.1.2, în cazul diaframelor cu grosimea inimii < 30 cm, rezistențele de calcul se iau diferite pentru inimă și pentru bulbi (v. tabelul 1). În continuare, se va nota pentru simplificare cu R_c rezistența de calcul pentru inimă și cu R_{cb} cea pentru bulbi.

În calculul practic, se reduce secțiunea reală la o secțiune echivalentă cu rezistență omogenă R_c , introducîndu-se pentru bulbi în locul secțiunii A_t (real) o secțiune transformată

$$A_t = A_t(\text{real}) \frac{R_{cb}}{R_c} \quad (13.13)$$

b) Influența zvelteții transversale a diafragmei se introduce în mod simplificat prin afectarea rezistenței de calcul R_c cu un coeficient « de flam-baj » subunitar φ . Este știut că la valorile coeficienților de zveltețe care intervin în practică la diafragmele clădirilor etajate nu este vorba de fapt de un pericol de pierdere a stabilității, ci numai de o reducere a capacității portante datorită efectelor de ordinul II, care însă sînt dificil de evidențiat ca atare în calcul și de aceea se iau în considerare în mod indirect prin coeficientul φ . În instrucțiunile [III.4] se recomandă următoarele valori pentru φ :

- la capetele rigidizate prin diafragme perpendiculare (capete în formă de T sau L) sau cu bulb, la care $H_{etaj}/b_p < 5$ $\varphi = 1,0$;
- idem, cu $5 \leq H_{etaj}/b_p \leq 8$ $\varphi = 0,9$;
- idem, cu $H_{etaj}/b_p > 8$ și la capetele lamelare, φ se ia din tabelul 4, în funcție de valoarea coeficientului de zveltețe, definit prin raportul l_n/b , unde:

$l_n = H_{etaj}$, cînd legăturile între diafragmă și planșee nu au un caracter de noduri rigide;

$l_n = 0,85 H_{etaj}$, cînd legăturile între diafragmă și planșee au caracter de noduri rigide (planșeele sînt monolite și executate odată cu diafragma);

$l_n = 0,75 H_{etaj}$, la nivelul de la baza diafragmei, cînd aceasta este încastrată la bază într-un element mai rigid (fundatie, perete de subsol cu grosime mai mare decît cea a diafragmei).

Referitor la condițiile de minimum pentru armăturile longitudinale marginale, în tabelele 5 și 6 sînt extrase principalele prevederi din instrucțiunile tehnice [III.4], și anume: procente minime de armare (tabelul 5), numărul și diametrele minime ale barelor (tabelul 6).

13.2.2. Secțiuni simetrice

Pentru calculul secțiunilor simetrice, lamelare sau în formă de I sau J, s-au întocmit pe baza ipotezelor arătate la pct. 13.2.1 abacele 1—34 din anexă.

Abacele 1—17 sînt date pentru cazul cînd se neglijează aportul armăturilor de pe inimă, respectiv cînd acestea au diametrul < 8 mm. Fiecare abacă este dată pentru o valoare a raportului A_t/A_i și anume: $A_t/A_i = 0$ (diafragmă lamelară); 0,02; 0,04; 0,06; 0,08; 0,10; 0,12; 0,14; 0,16; 0,18; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,70; 0,80. Cînd $A_t/A_i > 0,80$, se poate utiliza cu suficientă aproximație abaca dată pentru $A_t/A_i = 0,80$.

Numeroase testări numerice efectuate au demonstrat că aportul tălpilor sau bulbului este suficient caracterizat prin valoarea raportului A_t/A_i . La aceeași valoare a lui A_t , o variație între b_p și h_p nu influențează în mod semnificativ asupra momentului capabil, respectiv a cantității de armătură necesare.

În cadrul fiecărei abace, în sistemul de coordonate adimensionale

$$n = \frac{N}{bh\varphi R_c}; m = \frac{M}{bh^2\varphi R_c} \quad (13.14)$$

sînt reprezentate curbele limită de interacțiune pentru diferite valori ale parametrului de armare

$$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c} \quad (13.15)$$

și anume: $\alpha = 0,01; 0,02; 0,05; 0,10; 0,15; 0,20; 0,25; 0,30; 0,40; 0,45; 0,50$.

Cu A_a s-a notat secțiunea armăturii concentrate la capătul diafragmei, inclusiv, în cazul diaframelor cu talpă lată, barele din talpă pe o lățime de $6 h_p$ de fiecare parte a inimii [III.4].

Prin respectarea condițiilor de ductilitate (13.1) — (13.8) (v. tabelul de la pct. 13.1.1), valorile coeficientului n se înscriu în domeniul cazului I de compresiune excentrică. De aceea, curbele limită de interacțiune din abace sînt date numai pentru acest domeniu.

Pentru dimensionarea armăturii A_a , se intră în abace cu A_t/A_i dat și cu valorile n și m calculate cu relațiile (13.14) și se găsește, prin interpolare între curbele din abacă, valoarea parametrului de armare α , din care secțiunea de armătură necesară rezultă sub forma

$$A_a = \alpha b h \frac{\varphi R_c}{R_a} \quad (13.16)$$

care trebuie să fie cel puțin egală cu cea corespunzătoare procentului minim de armare dat în tabelul 6.

Cînd se cere determinarea momentului capabil al secțiunii, pentru n și A_a date, se intră în abacă cu n și cu α calculat cu formula (13.15) și se găsește m , cu care

$$M_{cap} = mbh^2 \varphi R_c. \quad (13.17)$$

Un calcul similar în care să se țină seama și de aportul armăturilor de pe inimă, A_{ai} , ar necesita cîte un set de abace de același tip pentru fiecare valoare a parametrului de armare a inimii

$$\alpha_i = \frac{A_{ai}}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c}$$

ceea ce ar fi condus la un volum prea mare de abace. De aceea, s-au dat cu titlu exemplificativ abacele 18—34 pentru o singură valoare a lui α_i , și anume $\alpha_i = 0,084$, care corespunde, în cazul unui beton de clasa Bc 15 ($R_c = 50 \text{ daN/cm}^2$) și armării pe inimă cu OB 37 ($R_a = 2100 \text{ daN/cm}^2$), unui procent de armare de 0,2%, uzual la diafragmele obișnuite. Alcătuirea și utilizarea abacelor 18—34 este aceeași cu a abacelor 1—17.

Exemplul de calcul 11. Dimensionarea armăturilor marginale ale unei diafragme cu secțiune simetrică, fără luarea în considerare a armăturilor de pe inimă.

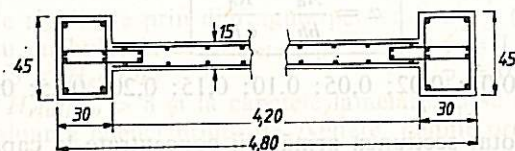


Fig. 13.10

În fig. 13.10 este reprezentată secțiunea transversală la baza unei diafragme dintr-o construcție cu P + 8 niveluri, cu înălțimea totală $H = 9 \cdot 2,75 = 24,75 \text{ m}$. Gradul de protecție antiseismică: 8. Încărcare gravitațională: $N = 1600 \text{ kN}$. Din încărcările orizontale seismice: $Q_s = 400 \text{ kN}$; $M_s = 6000 \text{ kNm}$. Materiale utilizate: Bc 15, PC 60 pentru barele de armătură cu $\varnothing \geq 10 \text{ mm}$ și OB 37 pentru cele cu $\varnothing < 10 \text{ mm}$. Se cere:

- verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile date la paragraful 13.1;
- dimensionarea armăturilor marginale;
- determinarea momentului capabil, pentru armătura efectiv adoptată.

a) Secțiunea omogenă echivalentă

Rezistențele de calcul la compresiune (v. tabelul 1) sînt: pentru inimă ($b < 30 \text{ cm}$) $R_c = 50 \text{ daN/cm}^2$ și pentru bulbi $R_{cb} = 80 \text{ daN/cm}^2$.

$$A_t = b h = 15 \cdot 480 = 7200 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{real}) = (b_p - b) h_p = (45 - 15) 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t (\text{real}) \frac{R_{cb}}{R_c} = 900 \frac{80}{50} = 1440 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{A_t} = \frac{1440}{7200} = 0,20$$

b) Verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile de la paragraful 13.1

$$N = 1600 \text{ kN} = 160000 \text{ daN}$$

$$n_0 = \frac{N}{b h R_c} = \frac{160000}{15 \cdot 480 \cdot 50} = 0,444$$

Cu relația (13.2): $n_0 = 0,444 > 0,35$, deci sînt necesari bulbi la capete. Dimensionarea bulbilor, cu relația (13.8)

$$A_t \geq \frac{0,67N}{R_c} - 0,23 b h = \frac{0,67 \cdot 160000}{50} - 0,23 \cdot 7200 = 488 \text{ cm}^2$$

Efectiv: $A_t (\text{real}) = 900 \text{ cm}^2 > 488 \text{ cm}^2$.

$Q_s = 400 \text{ kN} = 40000 \text{ daN}$. Se presupune în mod preliminar că $M_s \approx M_{cap}$ (armăturile marginale ale diafragmei sînt dimensionate strict conform calculului), deci cu relația (13.12): $Q = 1,5 Q_s = 1,5 \cdot 40000 = 60000 \text{ daN}$.

Din tabelul 1, $R_t (\text{inimă}) = 6 \text{ daN/cm}^2$. Cu formula (13.10):

$$1,5 b h R_t = 1,5 \cdot 15 \cdot 480 \cdot 6 = 64800 \text{ daN}$$

$$Q = 60000 \text{ daN} < 64800 \text{ daN}$$

c) Dimensionarea armăturii marginale

$$\frac{H_{etaj}}{b_p} = \frac{2,75}{0,45} = 6,1; \quad 5 < 6,1 < 8, \text{ deci } \varphi = 0,9$$

$$n = \frac{N}{b h \varphi R_c} = \frac{160000}{15 \cdot 480 \cdot 0,9 \cdot 50} = 0,493$$

$$M_s = 6000 \text{ kNm} = 60000 \text{ daNm}$$

$$m = \frac{60\,000\,000}{15 \cdot 480^2 \cdot 0,9 \cdot 50} = 0,386$$

Cu $A_t/A_i = 0,20$, din abaca 10 se găsește $\alpha = 0,255$.
 $R_a(\text{PC } 60) = 3\,700 \text{ daN/cm}^2$

$$A_a = \alpha b h \frac{\varphi R_c}{R_a} = 0,255 \cdot 15 \cdot 480 \frac{0,9 \cdot 50}{3\,700} = 22,33 \text{ cm}^2.$$

Armarea minimă: din tabelul 6, pentru grad de protecție antiseismică 8, zona A (la baza diafragmei) și armare cu oțel PC 60: $p_{min} = 0,09\%$.

$$A_{a \min} = \frac{0,09}{100} 15 \cdot 480 = 6,48 \text{ cm}^2; A_a > A_{a \min}$$

Din tabelul 7, numărul minim de bare pentru capete cu bulb simetric: 10 bare. Se aleg: $4 \varnothing 20 + 6 \varnothing 16$. $A_{a \text{ ef}} = 24,60 \text{ cm}^2$.

d) *Determinarea momentului capabil corespunzător armăturii efective*

$$\alpha_{ef} = \frac{24,60}{15 \cdot 480} \cdot \frac{3\,700}{0,9 \cdot 50} = 0,281.$$

Cu $n = 0,493$ și $\alpha = 0,281$, se găsește în abaca 10: $m = 0,405$.

$$M_{cap} = 0,405 \cdot 15 \cdot 480^2 \cdot 0,9 \cdot 50 = 63\,000\,000 \text{ daNcm} = 6\,300 \text{ kNm}.$$

Exemplul de calcul 12. Dimensionarea armăturilor marginale ale unei diafragme cu secțiune simetrică, luând în considerare și armăturile de pe inimă.

Se reia calculul din exemplul precedent, considerînd și o armare pe inimă, cu bare $\varnothing 8 \text{ mm}$, cu un procent de armare de $0,2\%$. Cu aceiași parametri ca în exemplul 11 ($A_t/A_i = 0,20$; $n = 0,493$ și $m = 0,386$), se intră în abaca 27, din care se găsește $\alpha = 0,220$.

$$A_a = \alpha b h \frac{\varphi R_c}{R_a} = 0,220 \cdot 15 \cdot 480 \frac{0,9 \cdot 50}{3\,700} = 19,26 \text{ cm}^2$$

deci o reducere cu circa 14% față de rezultatul obținut în ipoteza că nu se ține seama de aportul armăturilor de pe inimă.

13.2.3. Secțiuni nesimetrice

În starea limită de rezistență, unul din capetele secțiunii intră în zona întinsă, unde betonul fisurat este inactiv, deci forma secțiunii de beton la capătul respectiv (lamelară, cu bulb sau cu talpă) nu interesează în calcul. În consecință, abacele întocmite pentru secțiuni simetrice pot fi utilizate

cu suficientă aproximație și pentru secțiuni nesimetrice, cu tălpi inegale sau cu unul din capete lamelar (secțiuni în formă de T sau L).

La secțiunile nesimetrice, forma zonei comprimate diferă pentru cele două sensuri de acțiune a încărcărilor orizontale și în consecință diferă și brațul de pîrghie al eforturilor interioare, astfel că rezultă cantități diferite de armătură la cele două capete. În aceste condiții, aproximația care se admite prin utilizarea abacelor valabile pentru secțiuni simetrice constă în faptul că la determinarea cantității de armătură A_{a1} de la unul din capete se consideră la capătul opus $A_{a2} = A_{a1}$ și viceversa, deși în realitate $A_{a1} \neq A_{a2}$. Influența acestei aproximații asupra mărimii brațului de pîrghie al eforturilor interioare nu este de regulă semnificativă.

Se folosesc notațiile din fig. 13.11:

1, 2 — sensurile de acțiune a forțelor orizontale;

$\pm M$ — momentul încovoietor de calcul în raport cu centrul de greutate O_G al secțiunii de beton;

N_1, N_2 — eforturile axiale corespunzătoare sensurilor 1 și 2 ($N_1 \neq N_2$ numai în cazul montanților diafragmelor cu goluri, datorită suplimentului de efort axial $\pm \Delta N$ din efectul indirect al încărcărilor orizontale);

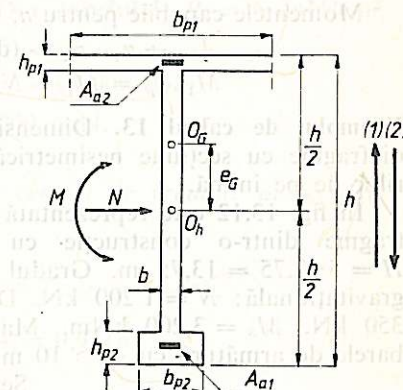


Fig. 13.11

$$n_1 = \frac{N_1}{bh\varphi R_c}; n_2 = \frac{N_2}{bh\varphi R_c};$$

A_{a1}, A_{a2} — armăturile întinse corespunzătoare sensurilor 1, 2;

$$\alpha_1 = \frac{A_{a1}}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c}; \alpha_2 = \frac{A_{a2}}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c};$$

$b_{p1}, h_{p1}, b_{p2}, h_{p2}, A_{t1}, A_{t2}$ — dimensiunile tălpii comprimate corespunzătoare sensurilor 1, 2 și ariile respective (notațiile 1, 2 se adoptă astfel ca $A_{t1} > A_{t2}$);

e_G — distanța de la mijlocul O_h al înălțimii h a secțiunii pînă la centrul de greutate O_G

$$e_G = \frac{A_{t1}(h - h_{p1}) - A_{t2}(h - h_{p2})}{2(A_{t1} + A_{t2} + A_i)} \quad (13.18)$$

Întrucît abacele 1—34 au fost întocmite în ipoteza că efortul axial N se aplică în O_h , care în cazul secțiunilor simetrice coincide cu O_G , momentul încovoietor de calcul la secțiuni nesimetrice trebuie corectat prin redu-

cerea efortului N la punctul O_h . Rezultă așadar momente de calcul diferite pentru cele două sensuri de acțiune a încărcărilor orizontale și anume, avînd în vedere că $A_{t1} > A_{t2}$ (fig. 13.11)

$$M_1 = M + Ne_G; \quad M_2 = M - Ne_G \quad (13.19)$$

$$m_1 = \frac{M_1}{bh^2 \varphi R_c}; \quad m_2 = \frac{M_2}{bh^2 \varphi R_c}$$

Abacele 1—34 se utilizează separat pentru determinarea armăturilor A_{a1} și A_{a2} după schema:

$$A_{t1}/A_i, n_1, m_1 \rightarrow \alpha_1 \rightarrow A_{a1}$$

$$A_{t2}/A_i, n_2, m_2 \rightarrow \alpha_2 \rightarrow A_{a2}$$

Momentele capabile pentru n, A_{a1}, A_{a2} date se calculează după schema:

$$A_{a1}, A_{a2} \rightarrow \alpha_1, \alpha_2 \rightarrow (\text{din abace}) m_1, m_2 \rightarrow M_1, M_2$$

$$M_{1cap} = M_1 - Ne_G; \quad M_{2cap} = M_2 + Ne_G$$

Exemplul de calcul 13. Dimensionarea armăturilor marginale ale unei diafragme cu secțiune nesimetrică, fără luarea în considerare a armăturilor de pe inimă.

În fig. 13.12 este reprezentată secțiunea transversală la baza unei diafragme dintr-o construcție cu P + 4 niveluri, cu înălțimea totală $H = 5 \cdot 2,75 = 13,75$ m. Gradul de protecție antiseismică: 8. Încărcare gravitațională: $N = 1\,200$ kN. Din încărcările seismice orizontale: $Q_s = 350$ kN, $M_s = 3\,200$ kNm. Materiale utilizate: Bc 15, PC 52 pentru barele de armătură cu $\varnothing \geq 10$ mm și OB 37 pentru cele cu $\varnothing < 10$ mm.

Se cere:

- verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile date la paragraful 13.1;
- dimensionarea armăturilor marginale;
- determinarea momentelor capabile, pentru armăturile efectiv adoptate.

a) Secțiunea omogenă echivalentă

Atît pentru inimă, cît și pentru talpă, rezistența de calcul a betonului la compresiune (v. tabelul 1) este

$$R_c = 50 \text{ daN/cm}^2 \quad (b, h_p < 30 \text{ cm}).$$

$$A_i = 15 \cdot 600 = 9\,000 \text{ cm}^2$$

$$b_p = 295 \text{ cm}; \quad A_{t1} = (295 - 15) 15 = 4\,200 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{t1}}{A_i} = \frac{4\,200}{9\,000} = 0,467 \approx 0,50.$$

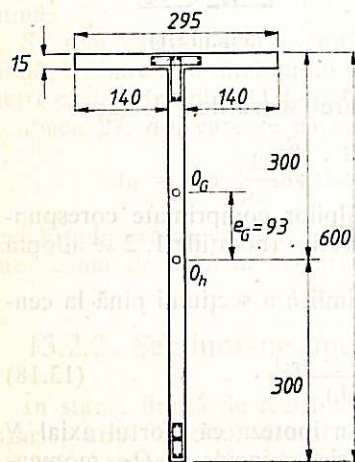


Fig. 13.12

b) Verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile de la paragraful 13.1

$$N = 1\,200 \text{ kN} = 120\,000 \text{ daN}$$

$$n_0 = \frac{N}{bh R_c} = \frac{120\,000}{15 \cdot 600 \cdot 50} = 0,267.$$

Cu relația (13.2): $n_0 = 0,267 < 0,35$, deci capătul liber poate fi prevăzut de formă lamelară.

$Q_s = 350$ kN = 35 000 daN. Se presupune în mod preliminar că M_s este suficient de apropiat de M_{cap} , deci conform relației (13.12) $Q = 1,5 Q_s = 1,5 \cdot 35\,000 = 52\,500$ daN. Din tabelul 1, $R_1 = 6$ daN/cm². Cu relațiile (13.10)

$$1,5bhR_1 = 1,5 \cdot 15 \cdot 600 \cdot 6 = 81\,000 \text{ daN}$$

$$Q = 52\,500 < 81\,000 \text{ daN}.$$

c) Momente încovoietoare raportate la centrul de greutate al secțiunii de beton

Cu relația (13.18):

$$e_G = \frac{4\,200 (6,00 - 0,15)}{2 (4\,200 + 9\,000)} = 0,93 \text{ m}.$$

Cu relațiile (13.19):

$$M_1 = M + Ne_G = 3\,200 + 1\,200 \cdot 0,93 = 4\,316 \text{ kNm} = 43\,160\,000 \text{ daNcm}$$

$$M_2 = M - Ne_G = 3\,200 - 1\,200 \cdot 0,93 = 2\,084 \text{ kNm} = 20\,840\,000 \text{ daNcm}.$$

d) Dimensionarea armăturii marginale A_{a1} (de la capătul lamelar)

Talpa se găsește în zona comprimată. $H_{etaf}/b_p < 5$, deci $\varphi = 1$.

$$n_1 = \frac{N}{bh \varphi R_c} = n_0 = 0,267;$$

$$m_1 = \frac{M_1}{bh^2 \varphi R_c} = \frac{43\,160\,000}{15 \cdot 600^2 \cdot 1 \cdot 50} = 0,160.$$

Cu $A_{t1}/A_i \approx 0,50$, din abaca 14 se găsește $\alpha_1 = 0,030$.

$$A_{a1} = 0,030 \cdot 15 \cdot 600 \frac{1 \cdot 50}{3\,000} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Armarea minimă: din tabelul 6, pentru grad de protecție antiseismică 8, zona A (la baza diafragmei) și armare din PC 52, $p_{min} = 0,1\%$.

$$A_{a1min} = \frac{0,1}{100} 15 \cdot 600 = 9,0 \text{ cm}^2 > A_{a1}$$

Din tabelul 7, pentru capete lamelare, numărul minim de bare este 6. Se alege: $6 \varnothing 14 \text{ mm}$. $A_{aef} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{amin}$.

e) Dimensionarea armăturii marginale A_{a2} (de la capătul cu talpă)

Capătul comprimat este lamelar.

$$\frac{l_{f1}}{b} = \frac{0,75 H_{etaj}}{b} = \frac{0,75 \cdot 2,75}{0,15} = 13,75.$$

În tabelul 4 corespunde: $\varphi = 0,78$.

$$n_2 = \frac{120\,000}{15 \cdot 600 \cdot 0,78 \cdot 50} = 0,342; m_2 = \frac{20\,840\,000}{15 \cdot 600^2 \cdot 0,78 \cdot 50} = 0,099.$$

Cu $A_{t2}/A_t = 0$, în abaca 1 se găsește $\alpha < \alpha_{min}$ (armătura rezultă constructivă).

Procentul minim de armare este același ca la capătul opus, deci $A_{a2min} = A_{a1min} = 9,0 \text{ cm}^2$. Din tabelul 7, numărul minim de bare pentru capete în formă de T: 10 bare. Se alege: $4 \varnothing 12 + 6 \varnothing 10$. $A_{a2ef} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{a2min}$.

f) Determinarea momentului capabil corespunzător armăturii efective

M_{cap} maxim se va obține la capătul la care diferența dintre armătura rezultată din calcul și cea efectiv adoptată este cea mai mare, în cazul de față capătul cu talpă.

$$A_{a2} = 9,23 \text{ cm}^2; \alpha_2 = \frac{A_{a2}}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c} = \frac{9,23}{15 \cdot 600} \cdot \frac{3\,000}{0,78 \cdot 50} = 0,079$$

Din abaca 1, cu $n_2 = 0,342$ și $\alpha_2 = 0,079$, se găsește $m = 0,170$.

$$M_{2cap} = mbh^2 \varphi R_c + N e_G = 0,170 \cdot 15 \cdot 600^2 \cdot 0,78 \cdot 50 + 120\,000 \cdot 93 = 46\,962\,000 \text{ daNcm} = 4\,696,2 \text{ kNm}.$$

13.2.4. Secțiuni de formă oarecare

În cazul diaframelor cu secțiuni de alte forme decât cele pentru care se pot utiliza abacele 1—34, se permite un calcul simplificat, care nu necesită abace și care se bazează pe următoarele ipoteze (fig. 13.13):

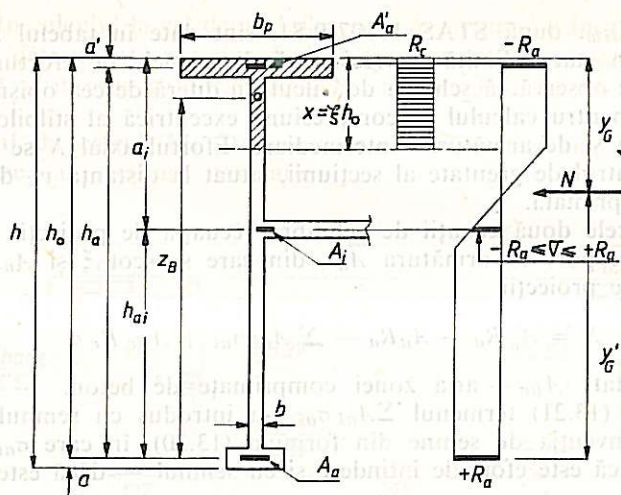


Fig. 13.13

— în zona comprimată a secțiunii, eforturile unitare în beton sînt constante și egale cu R_c ;

— efortul unitar în armătura A_a concentrată la capătul întins al secțiunii este R_a ;

— efortul unitar în armătura A'_a concentrată la capătul comprimat al secțiunii este $-R_a$;

— dacă $x < 1,5 a'$, se admite că rezultanta tuturor eforturilor de compresiune (în beton și în armătura A'_a) se aplică la nivelul centrului de greutate al armăturii A'_a ;

— eforturile unitare σ_{ai} în armăturile intermediare A_{ai} de pe inimă au valorile [III.65]

$$-R_a \leq \sigma_{ai} = \frac{\xi_{ltm}}{\xi} \cdot \frac{a_i/h_o - 1,25\xi}{1 - 1,25\xi_{ltm}} R_a \leq R_a \quad (13.20)$$

unde: a_i este distanța de la bara de armătură i pînă la marginea comprimată a secțiunii;

$\xi = \frac{x}{h_o}$ — înălțimea relativă a zonei comprimate;

ξ_{ltm} — valoarea lui ξ corespunzătoare punctului de balans (atingerii deformației limită în betonul comprimat simultan cu intrarea în curgere a armăturii întinse).

Valorile ξ_{lim} , după STAS 10107/0-81, sînt date în tabelul 5.

Rezultă în starea limită de rezistență diagramele de eforturi unitare din figură. Se observă că schema de calcul nu diferă de cea obișnuită dată în standard pentru calculul la compresiune excentrică al stîlpilor la care se ține seama și de armăturile intermediare. Efortul axial N se consideră aplicat în centrul de greutate al secțiunii, situat la distanța y_G de la fibra cea mai comprimată.

Se scriu cele două ecuații de echilibru (ecuația de proiecții și cea de momente în raport cu armătura A_a), din care se scot ξ și A_a .

Ecuația de proiecții

$$N = A'_a R_a - A_a R_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} + A_{bc} R_c \varphi \quad (13.21)$$

unde s-a notat: A_{bc} — aria zonei comprimate de beton.

În relația (13.21) termenul $\sum A_{ai} \sigma_{ai}$ s-a introdus cu semnul — ținînd seama de convenția de semne din formula (13.20), în care σ_{ai} intră cu semnul + dacă este efort de întindere și cu semnul — dacă este efort de compresiune.

Ecuația de momente în raport cu armătura A_a

$$M_a = M + N(h_0 - y_G) = A'_a R_a h_a - \sum A_{ai} \sigma_{ai} h_{ai} + A_{bc} R_c \varphi z_B \quad (13.22)$$

unde: h_a este distanța între centrele de greutate ale armăturilor A'_a și A_a ;

h_{ai} — idem între A_{ai} și A_a ;

z_B — idem între centrul de greutate al ariei A_{bc} și A_a .

Unul din cazurile în care interesează un astfel de calcul este cel al diafragmelor intersectate cu diafragme perpendiculare intermediare ca în fig. 13.13. În A_{ai} intră atunci și armăturile de la aceste intersecții.

La începutul calculului nu se poate încă ști dacă diafragmele perpendiculare intermediare se află în zona comprimată sau în cea întinsă a secțiunii și nici domeniul în care se găsește σ_{ai} conform relației (13.20): $\sigma_{ai} = -R_a$; $-R_a < \sigma_{ai} < +R_a$ sau $\sigma_{ai} = +R_a$. Se alege preliminar una din aceste ipoteze, care se apreciază a fi cea reală, se scriu ecuațiile de echilibru (13.21) și (13.22) în consecință și se determină poziția axei neutre, ξ . Dacă aceasta infirmă ipotezele considerate, întregul calcul trebuie reluat.

Se consideră succesiv cele două sensuri de acțiune ale încărcărilor orizontale. În calculul la primul sens de acțiune, se determină armătura A_a de la unul din capete fără a se cunoaște încă armătura A'_a de la celălalt capăt. Dacă aprecierea ei preliminară nu rezultă din considerente constructive, se recomandă ca în acest prim calcul să se ia $A_a = A'_a$, ceea ce nu alterează prea mult mărimea brațului de pîrghie al eforturilor inte-

rioare. În calculul la cel de al doilea sens de acțiune al încărcărilor orizontale, A_a determinată anterior devine A'_a cunoscută. De regulă nu mai este necesară o iterație prin revenirea la A_a calculată inițial.

Exemplul de calcul 14. Dimensionarea armăturilor marginale ale unei diafragme cu secțiune oarecare.

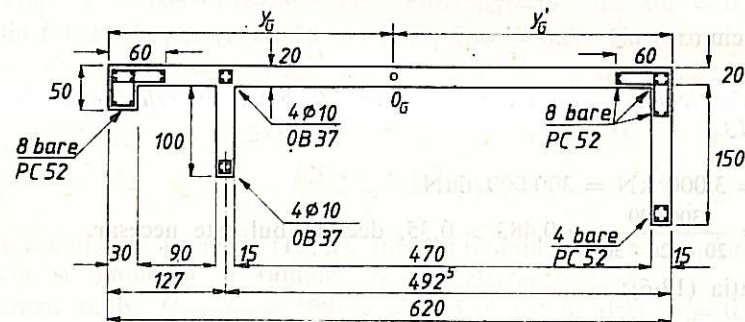


Fig. 13.14

În fig. 13.14 este reprezentată secțiunea transversală la baza unei diafragme dintr-o construcție cu P + 12 niveluri, cu înălțimea totală $H = 13 \cdot 3,00 = 39,00$ m. Gradul de protecție antiseismică: 8. Încărcare gravitațională: $N = 3\,000$ kN. Din încărcările seismice orizontale: $Q_s = 320$ kN, $M_s = 8\,500$ kNm. Materiale utilizate: Bc 15, armăturile marginale și de la intersecția intermediară sînt alcătuite și dispuse ca în figură, armarea verticală curentă de pe inimă este formată din bare $\varnothing 6$ mm (nu se consideră în calcul). Se cere:

- verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile de la paragraful 13.1;
- dimensionarea armăturilor marginale;
- determinarea momentelor capabile, pentru armăturile efectiv adoptate.

a) Secțiunea omogenă echivalentă

Din tabelul 1, $R_c = 50$ daN/cm² pentru inimă și pentru talpa din dreapta ($b < 30$ cm), iar pentru bulbul din stînga $R_{cb} = 80$ daN/cm².

$$A_i = 20 \cdot 620 = 12\,400 \text{ cm}^2;$$

$$A_t \text{ (real) pentru bulb: } (50 - 20) 30 = 900 \text{ cm}^2;$$

$$A_t = A_t \text{ (real) } \frac{R_{cb}}{R_c} = 900 \frac{80}{50} = 1\,440 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{A_i} = \frac{1440}{12400} = 0,116.$$

Poziția centrului de greutate O_G al secțiunii de beton

$$y_G = \frac{12400 \cdot \frac{620}{2} + 1440 \cdot 15 + 15 \cdot 100 \left(120 + \frac{15}{2}\right) + 15 \cdot 150 \left(620 - \frac{15}{2}\right)}{12400 + 1440 + 15 \cdot 100 + 15 \cdot 150} = 309 \text{ cm.}$$

b) Verificarea preliminară a secțiunii de beton cu relațiile de la paragraful 13.1

$$N = 3000 \text{ kN} = 300000 \text{ daN}$$

$$n_0 = \frac{300000}{20 \cdot 620 \cdot 50} = 0,483 > 0,35, \text{ deci bulbul este necesar.}$$

Cu relația (13.6):

$$1,5 \frac{A_t}{A_i} + 0,35 = 1,5 \cdot 0,116 + 0,350 = 0,524 > n_0$$

$Q_s = 320 \text{ kN}$. În ipoteza că Q nu va depăși $1,5 Q_s$:

$$Q = 1,5 Q_s = 1,5 \cdot 320 = 480 \text{ kN} = 48000 \text{ daN.}$$

Din tabelul 1, R_t (inimă) = 6 daN/cm^2 . Cu relațiile (13.10):

$$1,5 b h R_t = 1,5 \cdot 20 \cdot 620 \cdot 6 = 111600 \text{ daN} > Q = 48000 \text{ daN.}$$

c) Dimensionarea armăturii marginale din talpă (sensul de acțiune al încărcărilor orizontale, de la dreapta la stînga)

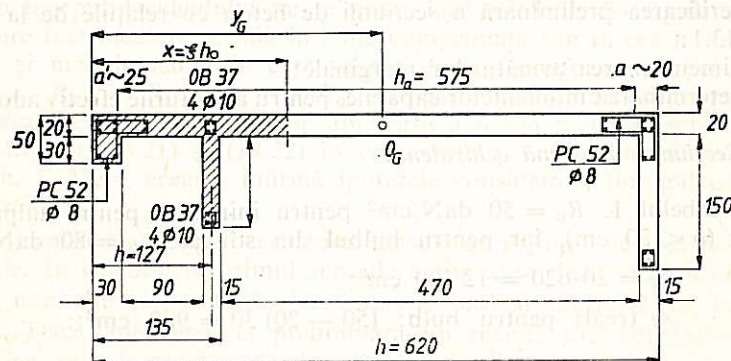


Fig. 13.15

Se apreciază (fig. 13.15) că diafragma intersectată intermediară se află în zona comprimată ($x > 135 \text{ cm}$) și că armăturile A_{at} de la intersecția cu această diafragmă se găsesc în zona în care: $-R_a < \sigma_{at} < +R_a$. Ambele ipoteze urmează a fi verificate după determinarea poziției axei neutre.

$$a \approx 20 \text{ cm}; a' \approx 25 \text{ cm}$$

$$h_0 = 620 - 20 = 600 \text{ cm}; h_a = 600 - 25 = 575 \text{ cm}; a_i = 127,5 \text{ cm}; h_{ai} = h_0 - a_i = 600 - 127,5 = 472,5 \text{ cm}; A_{ai} = 8 \text{ Ø } 10 \text{ mm} = 6,28 \text{ cm}^2.$$

Din tabelul 6, pentru Bc 15 și PC 52, $\xi_{lim} = 0,55$. Cu formula (13.20)

$$\sigma_{at} = \frac{\xi_{lim}}{\xi} \cdot \frac{a_i}{h_0} \cdot \frac{1,25 \xi}{1 - 1,25 \xi_{lim}} R_a = \frac{0,55}{\xi} \cdot \frac{127,5}{600} \cdot \frac{1,25 \xi}{1 - 1,25 \cdot 0,55} 2100 = \frac{0,374 - 2,20 \xi}{\xi} 2100.$$

În ecuația de proiecții (13.21), luînd preliminar $A_a \approx A'_a$, primii doi termeni se anulează și rămîne: $N = -A_{at} \sigma_{at} + A_{bc} R_c$.

Pentru bulb, $H_{etaj}/b_p = 300/50 = 6$; $5 < 6 < 8$, deci $\varphi = 0,9$.

$$300000 = -6,28 \frac{0,374 - 2,20 \xi}{\xi} 2100 + (20 \cdot 600 \xi + 1440 + 15 \cdot 100) 0,9 \cdot 50$$

de unde rezultă: $\xi = 0,288$; $x = 0,288 \cdot 600 = 173 > 135 \text{ cm}$.

$$\sigma_{at} = \frac{0,374 - 2,20 \cdot 0,288}{0,288} 2100 = -1893 \text{ daN/cm}^2 \text{ (compresiune)}$$

deci ipotezele admise la începutul calculului se confirmă.

Ecuația de momente (13.22):

$$M = 8500 \text{ kNm} = 85000000 \text{ daNcm.}$$

$$85000000 + 300000(600 - 309) = A'_a \cdot 3000 \cdot 575 + 6,28 \cdot 1893 \cdot$$

$$\cdot 472,5 + 20 \cdot 173 \cdot 0,9 \cdot 50 \left(600 - \frac{173}{2}\right) + 1440 \cdot 0,9 \cdot 50 \left(600 - \frac{30}{2}\right) + 15 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 50 (600 - 127,5)$$

de unde rezultă $A'_a = A_a = 9,80 \text{ cm}^2$.

Armarea minimă: din tabelul 6, pentru grad de protecție antiseismică 8, zonă A (la baza diafragmei) și armare cu PC 52, $p_{min} = 0,1\%$.

$$A_{a \min} = \frac{0,1}{100} 20 \cdot 620 = 12,4 \text{ cm}^2 > A_a.$$

Din tabelul 7, numărul minim de bare pentru capete în formă de L este 8 bare. Se alege: $8 \text{ Ø } 14$. $A_{aef} = 12,32 \text{ cm}^2$.

d) Dimensionarea armăturilor din bulb (sensul de acțiune al încărcărilor orizontale, de la stânga la dreapta)

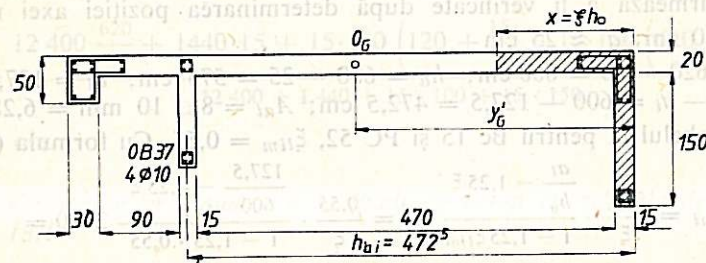


Fig. 13.16

Se admite preliminar (fig. 13.16) că diafragma intermediară intersectată se află în zona întinsă și că $\sigma_{ai} = R_a$. Se pornește cu $A'_a = 12,32 \text{ cm}^2$ cunoscută din calculul anterior.

$y'_G = h - y_G = 620 - 309 = 311 \text{ cm}$; $h_0 = 620 - 25 = 595 \text{ cm}$;
 $h_a = 575 \text{ cm}$, $H_{etaj}/b_p = 300/170 < 5$, deci $\varphi = 1$.

Ecuatia de proiecții (13.21) devine

$$N = A'_a R_a - A_a R_a - A_{ai} R_a + A_{bc} R_c \quad (\varphi = 1).$$

$$300\,000 = 12,32 \cdot 3\,000 - 3\,000 A_a - 2\,100 \cdot 6,28 + (20x + 15 \cdot 150) 50$$

de unde: $A_a = 0,333x - 54,6$.

Ecuatia de momente (13.22) capătă forma

$$M_a = M + N(h_0 - y'_G) = A'_a R_a h_a - A_{ai}(a_i - a) R_a + A_{bc} R_c z_B \quad (\varphi = 1)$$

$$85\,000\,000 + 300\,000(595 - 311) = 12,32 \cdot 3\,000 \cdot 575 - 6,28(127,5 - 25) 2\,100 + 20x \left(595 - \frac{x}{2}\right) 50 + 15 \cdot 150 \left(595 - \frac{15}{2}\right) 50$$

din rezolvarea căreia se obține: $x = 164 \text{ cm}$.

$$\xi = \frac{164}{595} = 0,276. \text{ Cu relația (13.20)}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{0,55}{0,276} \cdot \frac{472,5}{595} - 1,25 \cdot 0,276 = 2\,100 > 2\,100 \text{ daN/cm}^2$$

deci ipotezele admise inițial se confirmă.

$$A_a = 0,333 \cdot 164 - 54,6 \approx 0 \text{ (armare constructivă).}$$

Se prevede armare minimă, la fel ca și pentru celălalt sens de acțiune a forțelor orizontale, deci armare simetrică: $A_a = A'_a = 12,32 \text{ cm}^2$.

e) Momente capabile

Ca și în exemplul de calcul 13, momentul capabil maxim corespunde sensului de acțiune al forțelor orizontale pentru care diferența între armătura rezultată din calcul și cea prevăzută efectiv este cea mai mare, în cazul de față sensul de la stânga la dreapta.

$$A_{aef} = 12,32 \text{ cm}^2 = 0,333x - 54,6, \text{ de unde: } x = 194 \text{ cm.}$$

Se observă că prin modificarea lui x de la 175 cm la 194 cm ipotezele admise inițial și confirmate pentru $x = 175 \text{ cm}$ nu s-au modificat, astfel că noua valoare a lui x poate fi introdusă în aceeași ecuație de momente. Rezultă: $M_{cap} = 9\,720 \text{ kNm}$.

$$\frac{M_{cap}}{M_s} = \frac{9\,720}{8\,500} = 1,14 < 1,50$$

deci rămâne valabil $Q \leq 1,5 Q_s$, așa cum s-a luat la verificarea preliminară a secțiunii de beton.

13.3. Verificarea la forță tăietoare. Dimensionarea armăturilor inimii

13.3.1. Verificarea în secțiuni înclinate

a. Notății (fig. 13.17)

Q — forța tăietoare asociată momentului capabil, stabilită conform celor arătate la pct. 13.1.2;

Q_b — fracțiunea din forța tăietoare preluată de betonul din zona comprimată, care după [III.4] se calculează în mod simplificat cu relația:

— în zona plastică potențială de la baza diafragmei (zona A din tabelul 6)

$$Q_b = 0,5 bh R_t \text{ (inimă);} \quad (13.23 a)$$

— pe restul înălțimii diafragmei (zona B din tabelul 6)

$$Q_b = 0,7 bh R_t \text{ (inimă);} \quad (13.23 b)$$

$m = 0,8$ — coeficient al condițiilor de lucru care afectează rezistența de calcul a armăturilor curente de pe inimă, același ca în calculul armăturilor transversale ale grinzilor;

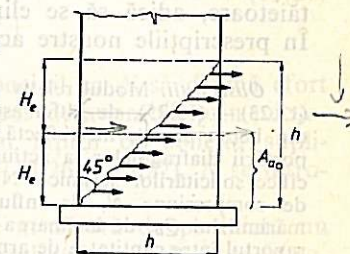


Fig. 13.17

A_{a0} — aria secțiunii totale a armăturilor orizontale de pe inimă, însumată pe înălțimea H_e a etajului.

b. Relația de verificare [III. 4]. Admițind că înclinarea, fisurii este de 45° , lungimea proiecției ei pe verticală este h . Aria secțiunii armăturilor orizontale de pe inimă pe metru liniar de înălțime este A_{a0}/H_e , iar însumată pe înălțimea h este $A_{a0}h/H_e$. Ecuația de echilibru

$$Q = Q_b + 0,8 R_a A_{a0} \frac{h}{H_e} \quad (13.24)$$

Dacă $Q \leq Q_b$, betonul preia în întregime forța tăietoare și ca atare armăturile curente de pe inimă se dispun constructiv. După cum s-a arătat la paragraful 11.3, în acest caz este permisă utilizarea plaselor sudate din STNB și totodată este admisă și soluția cu armare discontinuă a inimii ca în fig. 11.4.

Cînd $Q > Q_b$, armătura orizontală totală necesară pe înălțimea etajului se deduce din relația (13.24) sub forma

$$A_{a0} = \frac{Q - Q_b}{0,8 R_a} \cdot \frac{H_e}{h} \quad (13.25)$$

Există păreri ca la construcțiile situate în zone cu grad de intensitate seismică ≥ 7 , la nivelurile de la baza diafragmelor, pe înălțimea cărora se scontează că se va localiza zona plastificată sub acțiunea unui cutremur puternic, să nu se conteze pe aportul betonului la preluarea forței tăietoare, adică să se elimine termenul Q_b din relațiile (13.24), (13.25). În prescripțiile noastre acest punct de vedere nu este adoptat.

Observații. Modul relativ rudimentar în care se prezintă relațiile practice de calcul (13.23) — (13.25), de altfel asemănătoare celor utilizate și la alte elemente structurale din beton armat, nu reflectă în mod explicit aspectele reale mai complexe ale comportării diafragmelor la acțiunea conjugată a eforturilor N , Q , M , în condițiile specifice solicitărilor seismice. Nu se ține seama de efectul favorabil al efortului vertical de compresiune N , de influența tălpilor (în special a celor puternic evazate) asupra mărimii lui Q_b , de înclinarea reală a fisurii în funcție de diferiți parametri, între care raportul între cantitatea de armătură verticală și cea orizontală de pe inimă [III.53] etc.

Cercetările experimentale cunoscute atrag atenția și asupra posibilității de cedare a inimii la eforturi principale de compresiune, îndeosebi la diafragmele cu armări puternice pe inimă și cu forțe tăietoare mari, dictate de capacitatea portantă mare la compresiune excentrică, cum sînt cele cu tălpi puternice. Problema, cunoscută și din cazul grinzilor obișnuite, capătă un aspect mai defavorabil la încărcări ciclice alter-nante de tip seismic, care produc fisurarea în cruce a inimii și prin aceasta o reducere a rezistenței ei la eforturile principale de compresiune. Prin respectarea condiției de moderare a valorilor eforturilor unitare tangențiale (13.10), diafragmele sînt asigurate împotriva unei cedări premature de acest tip.

13.3.2. Verificarea în secțiunile orizontale de la rosturile de turnare

La rosturile de turnare de la fețele superioare ale planșeelor, diafragmele trebuie verificate la cedări ca în fig. 13.18, prin dizlocare laterală locală sub acțiunea forței tăietoare.

Neputîndu-se conta pe rezistența la forfecare a betonului în rosturile de turnare, tendinței de dizlocare i se opun:

— armăturile verticale din inimă care traversează rostul și a căror secțiune însumată pe înălțimea h a secțiunii diafragmei se notează cu A_{av} ;

— forțele de frecare generate de efortul de compresiune N , cu un coeficient de frecare care poate fi luat în mod acoperitor egal cu 0,2.

În unele tratate [III.51] se admit pentru coeficientul de frecare valori mult mai mari.

În A_{av} se includ și armăturile verticale de la intersecțiile diafragmei cu diafragme perpendiculare intermediare (nu și cu cele de capăt). Coeficientul condițiilor de lucru pentru A_{av} este același ca pentru A_{a0} ($m = 0,8$).

$$Q = 0,8 R_a A_{av} + 0,2 N \quad (13.26)$$

de unde rezultă

$$A_{av} = \frac{Q - 0,2 N}{0,8 R_a} \quad (13.27)$$

La montanții diafragmelor cu goluri, este posibil ca N să devină efort de întindere. În acest caz, el influențează în sens defavorabil, prin micșorarea secțiunii active de beton și totodată prin faptul că solicită suplimentar la întindere armăturile A_{av} . În relațiile (13.26), (13.27), N se introduce atunci cu semn schimbat.

Dacă barele verticale ale plasei curente de armătură de pe inimă nu sînt suficiente pentru a realiza secțiunea A_{av} rezultată din calcul, se introduc mustăți suplimentare locale ca în fig. 13.18, ancorate în armarea de centură din dreptul planșeului.

Exemplul de calcul 15. Verificarea unor diafragme la forță tăietoare.

Se verifică diafragmele din exemplele de calcul 11 și 14. Armarea inimii se realizează cu bare din PC 52 ($R_a = 3000 \text{ daN/cm}^2$).

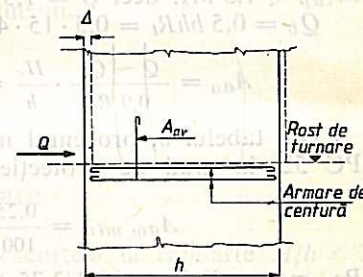


Fig. 13.18

a) Diafragmă simetrică

Din exemplul 11: $N = 1\,600\text{ kN}$; $Q_s = 400\text{ kN}$; $M_s = 6\,000\text{ kNm}$; $M_{cap} = 6\,300\text{ kNm}$.

$$Q = Q_s \frac{M_{cap}}{M_s} \geq 1,5 Q_s$$

$M_{cap} \leq 1,5 M_s$, deci $Q = 1,5 Q_s = 1,5 \cdot 400 = 600\text{ kN} = 60\,000\text{ daN}$.

$$Q_b = 0,5 bh R_t = 0,5 \cdot 15 \cdot 480 \cdot 6 = 21\,600\text{ daN}.$$

$$A_{a0} = \frac{Q - Q_b}{0,9 R_a} \cdot \frac{H_c}{h} = \frac{60\,000 - 21\,600}{0,9 \cdot 3\,000} \cdot \frac{275}{480} = 8,15\text{ cm}^2.$$

Din tabelul 8, procentul minim de armare pentru bare orizontale din PC 52, la grad de protecție antiseismică 8: 0,25%.

$$A_{a0, \min} = \frac{0,25}{100} 15 \cdot 275 = 10,3\text{ cm}^2 > A_{a0}.$$

Pe metru liniar: $10,3/2,75 = 3,75\text{ cm}^2/\text{m}$.

Se alege: $2 \varnothing 8/25\text{ cm}$. $A_{a0, ef} = 4,02\text{ cm}^2/\text{m}$.

$N = 1\,600\text{ kN} = 160\,000\text{ daN}$.

$$A_{av} = \frac{Q - 0,2 N}{0,9 R_a} = \frac{60\,000 - 0,2 \cdot 160\,000}{0,9 \cdot 3\,000} = 10,4\text{ cm}^2.$$

Din tabelul 8, procentul minim de armare pentru bare verticale din PC 52, la grad de protecție antiseismică 8: 0,20%.

$$A_{av, \min} = \frac{0,20}{100} 15 \cdot 480 = 14,4\text{ cm}^2 > A_{av}.$$

Pe metru liniar: $14,4/4,80 = 3,0\text{ cm}^2/\text{m}$.

Se alege: $2 \varnothing 8/30\text{ cm}$. $A_{av, ef} = 3,35\text{ cm}^2/\text{m}$.

b) Diafragmă oarecare

Din exemplul 14: $N = 3\,000\text{ kN}$; $Q_s = 320\text{ kN}$; $M_s = 8\,500\text{ kNm}$; M_{cap} maxim = $9\,720\text{ kNm}$. În intersecția cu diafragma intermediară (v. fig. 13.15): $4 \varnothing 10 = 3,14\text{ cm}^2$.

$M_{cap} < 1,5 M_s$, deci $Q = 1,5 Q_s = 1,5 \cdot 320 = 480\text{ kN} = 48\,000\text{ daN}$.

$$Q_b = 0,5 \cdot 20 \cdot 620 \cdot 6 = 37\,200\text{ daN}.$$

$$A_{a0} = \frac{Q - Q_b}{0,9 R_a} \cdot \frac{H_c}{h} = \frac{48\,000 - 37\,200}{0,9 \cdot 3\,000} \cdot \frac{300}{620} = 1,94\text{ cm}^2.$$

$$A_{a0, \min} = \frac{0,25}{100} 20 \cdot 300 = 15,00\text{ cm}^2 > A_{a0}.$$

Pe metru liniar: $15,00/3,0 = 5,00\text{ cm}^2/\text{m}$.

Se alege: $2 \varnothing 8/20\text{ cm}$. $A_{a0, ef} = 5,02\text{ cm}^2/\text{m}$.
 $N = 3\,000\text{ kN} = 300\,000\text{ daN}$.

$$A_{av} = \frac{Q - 0,2 N}{0,9 R_a} = \frac{48\,000 - 0,2 \cdot 300\,000}{0,9 \cdot 3\,000} < 0 \text{ (armare constructivă)}.$$

$$A_{av, \min} = \frac{0,20}{100} 20 \cdot 100 = 4,0\text{ cm}^2/\text{m}.$$

Se alege: $2 \varnothing 8/25\text{ cm}$. $A_{av, ef} = 4,02\text{ cm}^2/\text{m}$.

13.4. Cazul diafragmelor scurte

13.4.1. Caracteristici de comportare

Diafragmele sînt de regulă denumite « scurte » la rapoarte $H/h \leq 2$ (fig. 13.19). În instrucțiunile tehnice [III.4], domeniul lor este considerat limitat la $H/h \leq 1$. Proporții de acest fel între înălțime și lățime intervin îndeosebi la clădirile cu puține niveluri, precum și la unele diafragme longitudinale ale clădirilor mai înalte de tip bară.

Clarificări importante asupra comportării diafragmelor scurte din beton armat la încărcări orizontale, inclusiv la cele seismice, au adus recentele cercetări teoretice și experimentale efectuate în Noua Zeelandă sub conducerea prof. T. Paulay [III.11, III.66, IV.40]. Principalele aspecte specifice, care diferențiază modul de lucru al diafragmelor scurte la acțiunea încărcărilor orizontale seismice de cel al diafragmelor lungi sînt următoarele:

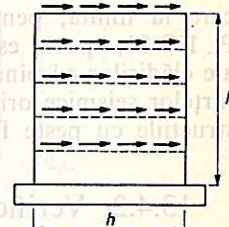


Fig. 13.19

a) Comportarea în ansamblu este similară celei a unor console scurte, la care, după cum este știut, *starea de solicitare este sensibil influențată, ca și la grinzile-pereți, de modul cum încărcările sînt distribuite pe înălțimea h a secțiunii*.

În cazul diafragmelor scurte, încărcările seismice orizontale transmise prin planșee sînt distribuite ca în fig. 13.19, practic uniform pe înălțimea h .

b) Avînd în vedere dimensiunile mari ale secțiunii transversale în raport cu înălțimea H , capacitatea portantă la încovoiere ce se obține cu armături marginale dimensionate constructiv la procentul minim de armare poate rezulta considerabil mai mare decît cea necesară pentru preluarea

forțelor orizontale seismice convenționale. Momentul capabil în secțiunea de la bază este substanțial majorat și prin aportul armăturilor verticale din inimă, care în acest caz intervin cu o pondere importantă în raport cu cele marginale [IV.40].

În consecință, chiar sub acțiunea unui cutremur puternic, diafragmele scurte pot rămâne în domeniul elastic, astfel că nu sînt necesare măsuri pentru a li se asigura o ductilitate ridicată.

c) În situațiile speciale, cînd totuși o diafragmă scurtă ajunge să intre în stadiul postelasic, momentul de plastificare al secțiunii de la bază este de cele mai multe ori superior celui asociat momentului capabil al tălpii fundației, astfel încît capacitatea portantă este dictată de acesta din urmă.

d) Avînd în vedere că pentru diafragmele scurte este mai dificil de realizat o ductilitate ridicată printr-un mecanism de cedare la compresiune excentrică, li se conferă de obicei o capacitate sporită în domeniul elastic, adoptîndu-se pentru forțele seismice convenționale valori sporite. Astfel, în normele neo-zeelandeze [IV.50] se majorează forțele seismice de calcul cu un coeficient

$$z = 2,2 - 0,6 \frac{H}{h} \leq 1,6$$

care la limită, pentru $H/h = 2$, devine $z = 1$. În normativul românesc P. 100-81, sporul este mai mic, și anume: pentru structurile cu diafragme ale clădirilor cu pînă la P + 4 niveluri, coeficientul ψ care intră în expresia forțelor seismice orizontale se ia egal cu 0,30 față de 0,25 cît se ia la construcțiile cu peste P + 4 niveluri, deci un spor de 20%.

13.4.2. Verificarea la compresiune excentrică

După lucrările [III.66, IV.40], verificarea la compresiune excentrică se poate face cu aceleași relații ca și pentru diafragmele lungi, luînd ca înălțime de calcul întreaga înălțime a secțiunii. Din motivele arătate mai înainte, în acest caz este esențial să se țină seama în calcul și de aportul armăturilor verticale din inimă.

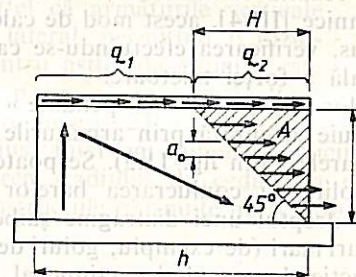
În Instrucțiunile [III.4] se recomandă considerarea în calcul a unei valori micșorate pentru brațul de pîrghie al eforturilor interioare, prin adoptarea unei înălțimi de calcul $h' \leq h$

$$h' = \left(0,4 + 0,6 \frac{H}{h} \right) h. \quad (13.28)$$

Rezultă deci o oarecare subevaluare a momentului capabil și în consecință și o valoare micșorată a forței tăietoare asociate acestuia, ceea ce se justifică față de comportarea mai avantajoasă la forță tăietoare, arătată în paragraful următor.

13.4.3. Verificarea la forță tăietoare în secțiuni înclinate

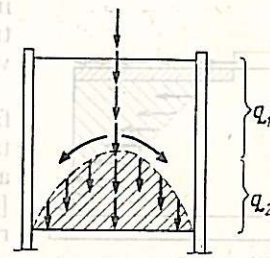
Mecanismul de lucru la forță tăietoare, relevat în lucrările [III.66, IV.40] este arătat în fig. 13.20, a, pe modelul unei diafragme cu un singur nivel. Pentru comparație, se prezintă în fig. 13.20, b și c cazul consolei scurte și cel al grinzii-perete, încărcate vertical.



a



b



c

Fig. 13.20

Din fig. 13.20, b se vede că dacă din extremitatea inferioară a secțiunii consolei scurte se duce un plan la 45°, încărcările q_1 aplicate deasupra acestui plan se transmit direct la încastrare prin mecanismul de grindă cu zăbrele (talpă superioară întinsă — diagonală comprimată), în timp ce încărcările q_2 aplicate dedesubtul planului respectiv (zona hașurată) sînt « suspendate », solicitînd la întindere etrierii verticali. Analog se comportă și grinda-perete din fig. 13.20, c, unde cele două zone sînt delimitate printr-o transmitere « în boltă » a încărcărilor q_1 .

La fel, în cazul diafragmei scurte din fig. 13.20, a, armăturile orizontale ale inimii vor fi solicitate la întindere din forța tăietoare produsă numai de încărcările q_2 din zona hașurată de lungime H , adică de fracțiunea QH/h din forța tăietoare totală Q . Ecuația de echilibru este

$$Q \frac{H}{h} = \frac{H}{a_0} A_0 n_{a0} R_{at} \quad (13.29)$$

unde: A_0 — este secțiunea unei bare orizontale a plasei de armare a inimii;
 $n_{a0} = 2$ — numărul de plase;
 a_0 — distanța pe verticală între bare;
 $R_{at} = 0,8 R_a$ — rezistența de calcul pentru barele A_0 .

Din relația (13.29) rezultă cantitatea de armătură orizontală necesară.

În instrucțiunile tehnice [III.4], acest mod de calcul, propus mai recent, nu a fost încă introdus, verificarea efectuându-se ca și pentru diafragmele lungi, la valoarea totală a forței tăietoare.

Transmiterea forțelor orizontale «suspendate» de la planșee la diafragmele verticale trebuie asigurată prin armăturile centurilor de la intersecțiile cu planșeele (barele f din fig. 11.3). Se poate lua în considerare, în cazul planșeele monolite, și conlucrarea barelor învecinate din placă.

În situațiile cînd în dreptul unei diafragme șaibele formate de planșee sînt întrerupte prin goluri mari (de exemplu, goluri de scară), ca în fig. 13.21, forța tăietoare, în funcție de sensul de acțiune al încărcărilor orizontale,

poate să se concentreze integral în zona încărcărilor «suspendate» și deci să trebuiască să fie introdusă cu întreaga sa valoare în relația de verificare (13.29).

Ținînd seama de comportarea mai favorabilă a diafragmelor scurte la forța tăietoare produsă de încărcări orizontale aplicate ca în fig. 13.20, a , se pot admite [IV.40] valori mai mari pentru τ și în relația de verificare preliminară (13.10):
 $\tau \leq (2,0 \dots 3,0) R_t$.

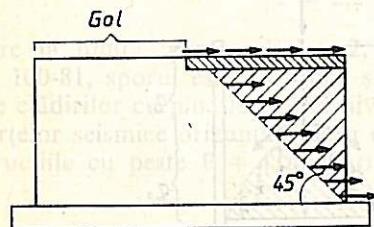


Fig. 13.21

13.4.4. Asigurarea la dizlocare laterală în secțiunea orizontală de la bază, la diafragme scurte puternic solicitate

Încărcările duse pînă la cedare, la încărcări orizontale ciclice alternante, efectuate în Noua Zeelandă și prezentate în lucrările citate mai înainte, relevă posibilitatea apariției unui mecanism de cedare prin dizlocare late-

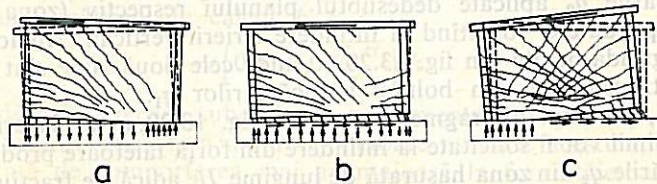


Fig. 13.22

rală în secțiunea de la bază, ca în fig. 13.22. Într-un stadiu mai avansat de solicitare, în care fisurile din zona întinsă se deschid destul de mult, se produce la trecerea de la un sens al forțelor orizontale (fig. 13.22, a) la cel contrar (fig. 13.22, c) o situație intermediară (fig. 13.22, b), în care rostul orizontal rămîne deschis la ambele capete ale secțiunii, astfel că armăturile verticale se pot deforma local lateral, permițînd o dizlocare a diafragmei. Pentru astfel de situații, este recomandată armarea pe inimă cu bare înclinăte, care se opun tendinței de deformare respective (fig. 13.23).

Fenomenul poate însă interveni numai la solicitări mari, care să aducă diafragma în apropierea stadiului de cedare la compresiune excentrică, deci un caz care la construcțiile obișnuite nu se atinge la diafragmele scurte.

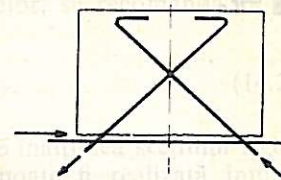
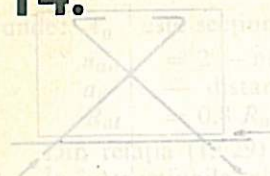


Fig. 13.23

14. DIMENSIONAREA ȘI ARMAREA RIGLELOR DE CUPLARE



14.1. Verificarea la încovoiere. Dimensionarea armăturilor longitudinale

14.1.1. Notatii (fig. 14.1):

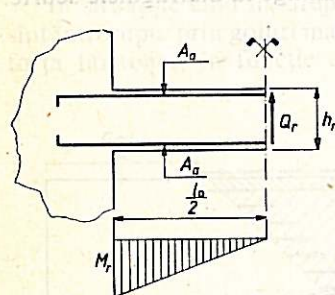


Fig. 14.1

h_r — înălțimea secțiunii riglei;
 b — lățimea secțiunii riglei;
 l_0 — lumina liberă a riglei;
 M_r — momentul încovoiitor în secțiunea de la încastrarea riglei în montanț, produs de încărcările orizontale;
 $Q_r = \frac{2 M_r}{l_0}$ — forța tăietoare în riglă, considerînd punctul de moment nul la mijlocul luminii libere;
 A_a — armătura longitudinală (simetrică);

$p_r = \frac{A_a}{bh_r} 100\%$ — procentul de armare longitudinală;

z_r — brațul de pîrghie al eforturilor interioare în secțiunea de moment maxim a riglei.

Avînd în vedere mecanismul de cedare al riglelor de cuplare la solici-tări alternante, descris la pct. 2.1.2, se recomandă ca la calculul brațului de pîrghie z_r să nu se țină seama de armătura din zona comprimată. În consecință, se poate lua cu suficientă aproximație: $z_r \approx 0,90 h_0 \approx 0,85 h_r$.

14.1.2. Corelarea între capacitățile portante la încovoiere și la forță tăietoare

În cadrul pct. 2.2.3 și 11.2.2 s-au arătat considerentele pentru care forțele tăietoare în riglele de cuplare trebuie limitate la valori moderate. În instrucțiunile [III.4] această condiție se pune sub forma

$$Q \leq 2 b h_r R_t \quad (14.1)$$

unde Q este forța tăietoare asociată momentului capabil al riglei, care, ca și în cazul elementelor verticale ale diafragmelor, se recomandă să se ia $\geq 1,5 Q_r$

$$Q = Q_r \frac{M_{r \text{ cap}}}{M_r} \geq 1,5 Q_r. \quad (14.2)$$

De asemenea, s-a arătat că în condițiile în care înălțimea secțiunii riglei este practic impusă, respectarea condiției (14.1) poate fi realizată împiedicînd rigla să se încarce cu forțe tăietoare mai mari, prin plafonarea momentului ei capabil, respectiv a procentului de armare longitudinală p_r [III.26]

$$M_{r \text{ cap}} = A_a z_r R_a = 0,85 A_a h_r R_a \quad (14.3)$$

$$Q = \frac{2 M_{r \text{ cap}}}{l_0} = \frac{2 \cdot 0,85 A_a h_r R_a}{l_0} \leq 2 b h_r R_t$$

de unde rezultă

$$A_a \text{ max} \approx \frac{b l_0}{0,85} \cdot \frac{R_t}{R_a} \quad (14.4)$$

sau

$$p_r \text{ max} = \frac{A_a \text{ max}}{b h_r} 100\% \approx 120 \frac{l_0}{h_r} \cdot \frac{R_t}{R_a} [\%]. \quad (14.5)$$

Cantitatea de armătură longitudinală A_a mai poate fi plafonată și de una din condițiile:

— să fie practic realizabilă constructiv (armătura să încapă în mod convenabil în grosimea riglei);

— să nu se ajungă la situația ca reacțiunile Q_r transmise montanților, cumulate pe verticală, să conducă la eforturi prea mari de întindere în montanți sau în secțiunea de contact dintre fundațiile acestora și teren.

14.1.3. Dimensionarea armăturii longitudinale A_a

Cît timp Q_r rezultat din calculul structurii în domeniul elastic este $\leq 2 b h_r R_t$ și nu intervin nici celelalte condiții de plafonare a lui A_a , secțiunea de armătură necesară se deduce din momentul încovoiitor M_r , cu relația

$$A_a \approx \frac{M_r}{0,85 h_r R_a}. \quad (14.6)$$

Cînd $Q_r > 2 b h_r R_t$ rezultă $A_a = A_a \text{ max}$ conform relației (14.4).

14.2. Verificarea la forță tăietoare. Dimensionarea armăturilor transversale

Gradul avansat de deteriorare la care poate ajunge betonul în zonele de la capetele riglelor de cuplare sub acțiuni seismice puternice, în condițiile apariției de deformări plastice în aceste zone și ținând seama de caracterul alternant al solicitărilor, determină necesitatea neglijării aportului betonului la preluarea forței tăietoare. Armăturile transversale se dimensionează în consecință pentru a prelua întreaga forță tăietoare.

14.2.1. Armarea transversală cu etrieri

Fisurile înclinate pot fi considerate cu suficientă aproximație ca având înclinarea de 45° , deci lungimea proiecției orizontale a fisurii este $\approx h_r$.

Notatii:

A_{ae} — aria secțiunii unei ramuri de etrier;
 n_e — numărul de ramuri ale unui etrier;
 a_e — distanța între etrieri;
 $m = 0,8$ — coeficient al condițiilor de lucru care afectează rezistența de calcul a etrierilor, conform STAS 10107/0-82.

Secțiunea totală a etrierilor care intersectează fisura înclinată de lungime h_r este $nA_{ae}h_r/a_e$. Ecuația de echilibru, în proiecții pe verticală

$$\frac{n_e A_{ae} h_r 0,8 R_a}{a_e} \geq Q.$$

Dacă se alege diametrul etrierilor, distanța maximă între etrieri rezultă

$$a_e \leq \frac{0,8 n_e A_{ae} h_r R_a}{Q} \quad (14.7)$$

sau, înlocuind $Q = \frac{2 \cdot 0,85 A_{ah} R_a}{l_0}$

$$a_e \leq \frac{0,8 n_e A_{ae} h_r R_a l_0}{2 \cdot 0,85 A_{ah} R_a} = \frac{n_e A_{ae} l_0}{2,1 A_a} \quad (14.8)$$

În formula (14.8) s-a presupus că armăturile longitudinale și etrierii sînt din același tip de oțel. Dacă etrierii se realizează din alt oțel decît barele longitudinale, relația (14.8) se corectează sub forma

$$a_e \leq \frac{n_e A_{ae} l_0}{2,1 A_a} \cdot \frac{R_a (\text{etr.})}{R_a (\text{longit.})} \quad (14.9)$$

14.2.2. Armarea cu carcase înclinate încrucișate

La riglele de cuplare scurte, cu $l_0/h_r \leq 1,5$, cercetările neo-zeelandeze citate la pct. 2.1.2 [III.51, III.52] au scos în evidență că printr-o armare cu bare longitudinale și etrieri, chiar dacă aceștia se dimensionează fără luarea în considerare a aportului betonului la preluarea forței tăietoare, deși se poate asigura rigla împotriva unei cedări premature la forță tăietoare în secțiuni înclinate, nu se pot evita totdeauna ruperi prin lunecări locale lângă reazeme, ca în fig. 2.1, e. În aceste condiții, devine mai adecvată o armare ca în fig. 14.2, cu carcase înclinate încrucișate, care lucrează atît la moment încovoietor cît și la forță tăietoare. Armăturile longitudinale nu se mai dimensionează atunci la moment încovoietor, ci se dispun constructiv, la un procent de armare minim.

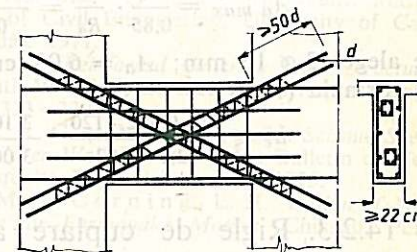


Fig. 14.2

Sistemul necesită o grosime de diafragmă suficientă pentru ca cele două carcase înclinate încrucișate să încapă în mod convenabil. După instrucțiunile tehnice [III.4], grosimea minimă la care soluția este practic realizabilă este $b = 22$ cm.

Secțiunea totală a barelor longitudinale ale unei carcase înclinate se determină cu expresia

$$A_e(\beta) = \frac{Q}{2 R_a \sin \beta} \quad (14.10)$$

unde β este unghiul de înclinare a carcasei.

Avînd în vedere că în funcție de sensul de acțiune al forțelor orizontale carcasele înclinate pot lucra și la compresiune, se prevăd cu etrieri deși (la 6—8 cm distanță) sau cu frete.

Exemplul de calcul 16. Dimensionarea armăturilor unei rigle de cuplare.

Se cere dimensionarea armăturilor longitudinale și etrierilor riglei de cuplare reprezentate în fig. 14.3, în condițiile apariției de articulații plastice în secțiunile de capăt sub acțiunea solicitărilor seismice. Materiale utilizate: beton Bc 15 (conform tabelului 2, $R_t = 8$ daN/cm²), PC 52 pentru armăturile longitudinale ($R_a = 3000$ daN/cm²) și OB 37 pentru etrieri ($R_a = 2100$ daN/cm²).

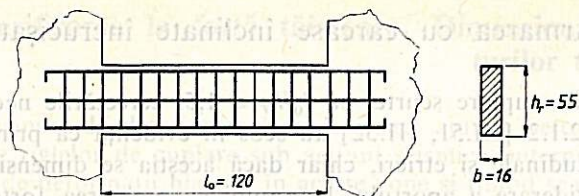


Fig. 14.3

Armăturile longitudinale se determină cu formula (14.4)

$$A_{a \max} = \frac{b l_0}{0,85} \cdot \frac{R_t}{R_a} = \frac{16 \cdot 120}{0,85} \cdot \frac{8}{3000} = 6,02 \text{ cm}^2$$

Se alege: $3 \varnothing 16 \text{ mm}$; $A_a = 6,03 \text{ cm}^2 \approx A_{a \max}$. Cu etrieri $\varnothing 8$ și $n_e = 2$, cu formula (14.9)

$$a_e \leq \frac{2 \cdot 0,502 \cdot 120}{2,1 \cdot 6,03} \cdot \frac{2 \cdot 100}{3000} = 10,4 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}.$$

14.2.3. Rige de cuplare ale diafragmelor construcțiilor din zone neseismice

În cazul diafragmelor la care încărcările orizontale sînt produse numai de acțiunea vîntului, dimensionarea armăturilor longitudinale și transversale se face după regulile obișnuite ale calculului grinzilor din beton armat.

Bibliografie la partea a III-a

- III.1. A.C.I. Committee 207. *Effect of Restraint, Volume Change and Reinforcement on Cracking of Massive Concrete*. În: Journal of the American Concrete Institute, iulie 1973.
- III.2. A.C.I. 318-77. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute, Detroit, 1977, § 14 și § A.8.
- III.3. Agent, R. *Considerații de sinteză privind influența curgerii lente a betonului asupra solicitărilor în structurile de beton armat*. În: Construcții, nr. 5/1977.
- III.4. Agent, R., Barbaiani, M., Postelnicu, T. și Constantinescu D. *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structura din diafragme de beton* (P. 85-82). În: Buletinul Construcțiilor, București, nr. 6/1982, cap. 4 și 5.
- III.5. Albigès, M. *Calcul des murs en béton armé ou non armé*. În: Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nr. 6/1970.
- III.6. Aoyama, H. și Yoshimura, M. *Tests for Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Bi-Axial Loading*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 511-518.

- III.7. Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A.E. și Corley, W. G. *Tension Lap Splices under Severe Load Reversals*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 55-60.
- III.8. Avram, C., Mirșu, O., Gruner, I., Mihăescu, A. și alții. *Efectul contracției împiedicate la clădiri etajate cu diafragme din beton armat*. În: A VII-a Conferință de betoane - Construcții înalte din beton armat, Iași, 1975, vol. I, pag. 41-54.
- III.9. Barda, F. și Corley, W. G. *An Investigation of the Design and Repair of Low-Rise Shear Walls*. În: Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- III.10. Barda, F., Hanson, J. M. și Corley, W. G. *Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements*. În: Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones (SP-53). American Concrete Institute, Detroit, 1977.
- III.11. Beekhuis, W. J. *An Experimental Study of Squat Shear Walls*. Master of Engineering Report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch (Noua Zeelandă), 1971.
- III.12. Bertero, V. V. *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Wall Structural Systems*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 6, pag. 323-330.
- III.13. Blakeley, R. W. G., Cooney, R. C. și Megget, L.M. *Seismic Shear Loading at Flexural Capacity in Cantilever Wall Structures*. În: Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, nr. 4/1975.
- III.14. Blume, J. A., Newmark, N. M. și Corning, L. H. *Design of Multistorey Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion*. Chicago, Portland Cement Association, 1961.
- III.15. Boutin, J. P., Puech, C. și Tran-Thang. *Étude comparative du calcul des murs en béton armé suivant divers règlements*. În: Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nr. 6/1970.
- III.16. Brînzan, I. și Barbaiani, M. *Calculul și alcătuirea structurilor etajate cu diafragme*. București, Editura tehnică, 1976. § 4.7, pag. 159-165 și cap. 6, pag. 195-208.
- III.17. Cardenas, A. E. și Magura, D. D. *Strength of High-rise Shear Walls - Rectangular Cross Section*. În: Response of Multistorey Concrete Structures to Lateral Forces (SP-36). American Concrete Institute, Detroit, 1973, pag. 119-150.
- III.18. Comité Euro-International du Béton (C.E.B.) *Seismic Design of Concrete Structures*. În: Bulletin d'Information C.E.B., nr. 133/1980, § 11.6. Structural Walls, pag. 89-105.
- III.19. C.E.B. - F.I.P. *Code-modèle pour les structures en béton*. Comité Euro-International du Béton, Paris, 1978. § 3.1.6.1. și § 10.4.3.1.
- III.20. Cișmigiu, A. I. *Forțe - materiale - structuri*. În: Arhitectura R.S.R., nr. 3-4/1972.
- III.21. Constantinescu, D. *Effects of Creep in Slender Concrete Structures*. Ph. D. Thesis, King's College, University of London, 1976.
- III.22. Constantinescu, D. și Postelnicu, T. *Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- III.23. Derecho, A. T., Iqbal, M. și Corley, W. G. *Determining Design Force Levels for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Structural Walls*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 4, pag. 1-8.
- III.24. D.I.N. 1045 *Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung*. Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin, 1972. § 17.2 și § 25.5.
- III.25. Dumitrescu, D. și Calmanovici, G. *Proiectarea armării elementelor de beton cu plase sudate*. București, Editura tehnică, 1973.

- III.26. Dumitrescu, D., Constantinescu, D. și Postelnicu, T. *Probleme ale alcătuirii și dimensionării construcțiilor de beton armat în zone seismice*. În: Construcții, nr. 8/1979.
- III.27. Endo, T., Adachi, H. și Nakanishi, M. *Force-Deformation Hysteresis Curves of Reinforced Concrete Shear Walls*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 6, pag. 315–322.
- III.28. Fierlinger, A. *Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi*. În: Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 8/1967.
- III.29. Fintel, M. și Derecho, A. T. *Earthquake-Resistant Structures*. În: Handbook of Concrete Engineering (edited by Mark Fintel). New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1974, pag. 356–432.
- III.30. Fiorato, A. E., Oesterle, R. G. și Corley, W. G. *Importance of Reinforcement Details in Earthquake Resistant Structural Walls*. În: Proceedings of the Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, 1977, pag. 1430–1451.
- III.31. Ghosh, S. K. și Fintel, M. *Effects of Axial Loading on Slender Structural Walls in Earthquake-Resistant Multistory Buildings*. În: Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977.
- III.32. Grüner, I., Mirșu, O., Mihăescu, A. și alții. *Efectul contracției asupra structurilor cu diafragme de beton armat*. În: Construcții, nr. 12/1978.
- III.33. Grüner, I., Rotaru, Gr. și Frunză, R. *Unele aspecte ale comportării diaframelor de beton la clădiri de locuit multietajate*. În: A III-a Conferință de betoane – Structuri de beton armat, Cluj, 1970, vol. I, pag. 169–182.
- III.34. Handji, V. V. *Rasclot mnogoetajnih zdanií so svyazevim karkasom*. Moscova, Stroiizdat, 1977. Glava 5. Proverka procinosti pilonov, pag. 81–120.
- III.35. Hernández, O. B. și Zermeno, M. E. *Strength and Behavior of Structural Walls with Shear Failure*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 4, pag. 121–124.
- III.36. Hognestad, E. *A Study of Combined Bending and Axial Load in R.C. Members*. În: University of Illinois Bulletin, nr. 399, Urbana, nov. 1951.
- III.37. Ilyá, R. și Bertero, V. V. *Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Walls*. Report EERC 80–04, University of California, Berkeley, 1980.
- III.38. INCERC – I.S.L.G.C. *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea și folosirea armării cu plase sudate a elementelor de beton (P. 59–76) – cu modificările din mai 1979*. În: Buletinul Construcțiilor, nr. 10/1979.
- III.39. Iyengar, K. T., Desayi, P. și Reddy, K. N. *Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders*. În: Magazine of Concrete Research, sept. 1970.
- III.40. Kegyes, Cs., Pál, T., Löb, D. și Benke, Șt. *Considerații asupra comportării diaframelor de beton armat în exploatare*. În: Comportarea in situ a construcțiilor, ed. III – materialele schimbului de experiență de la Tg. Mureș, oct. 1980, vol. 1, pag. 55–62. INCERC, București, 1980.
- III.41. Kent, D. C. și Park, R. *Flexural Members with Confined Concrete*. În: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., iulie 1971.
- III.42. Kent, D. C. și Park, R. *Cyclic Load Behaviour of Reinforcing Steel*. În: Strain (Journal of the British Society for Strain Measurement), iulie 1973.
- III.43. Laszlo, N. *Proiectarea construcțiilor de locuit și social-culturale executate cu ajutorul cofrajelor glisante*. În: Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 4/1964.
- III.44. Liphardt, S., Sitka, R. și Zilch, K. *Konstruktive Anforderungen an zähe Bauteile*. În: Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt Berlin, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1977.
- III.45. Losberg, A. *Structural Problems in Connection with the Reinforcement of Light-Weight Aggregate Concrete*. În: Chalmers Tekniska Högskola Göteborg, Betongbyggnad, Rapport 73:2. Göteborg, dec. 1973.
- III.46. Măgureanu, C., Popa, P. și Terteá, I. *Observații privind deformările elasto-plastice ale betoanelor ușoare de rezistență*. În: Sesiunea științifică a Institutului politehnic Cluj-Napoca, oct. 1978, vol. Structuri, pag. 145–149.
- III.47. Mirșu, O. și Friedrich, R. *Construcții din beton armat*. București, Editura didactică și pedagogică, 1980. § 8.25 și § 8.26, pag. 267–273.
- III.48. Nestor, A., Pitiș, Gh., Utză Băicoianu, S. și Nagacevski, J. *Unele concluzii asupra comportării construcțiilor cu diafragme din beton armat executate în municipiul Ploiești*. În: Comportarea in situ a construcțiilor – materialele schimbului de experiență de la Oradea, 1976. INCERC, București, 1976, vol. 1, pag. 31–41.
- III.49. Nestor, A. și Utză Băicoianu, S. *Asupra dimensionării diaframelor din beton armat monolit la construcțiile înalte*. În: A VII-a Conferință de betoane – Construcții înalte de beton armat, Iași, 1975, vol. I, pag. 323–335.
- III.50. Neubauer, P. *Abschätzung der Horizontalbewehrung in vertikal gespannte Stahlbetonwänden zur Beschränkung der Rissbildung infolge Zwang*. În: Die Bau-technik, nr. 9/1975.
- III.51. Park, R. și Paulay, T. *Reinforced Concrete Structures*. New York, J. Wiley & Sons, 1975. Chapter 12. Shear Walls of Multistory Buildings, pag. 610–662.
- III.52. Paulay, T. *Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams*. În: Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, nr. 9/1971.
- III.53. Paulay, T. *Earthquake-Resisting Shearwalls – New Zealand Design Trends*. În: Journal of the American Concrete Institute, mai-iunie 1980.
- III.54. Paulay, T. și Uzumeri, S. M. *A Critical Review of the Seismic Design Provisions for Ductile Shear Walls of the Canadian Code and Commentary*. În: Canadian Journal of Civil Engineering, nr. 4/1974.
- III.55. Pfeifer, D. W., Magura, D. D., Russell, H. G. și Corley, W. G. *Time Dependent Deformations in a 70 Story Structure*. În: Designing for Effects of Creep, Shrinkage, Temperature in Concrete Structures (SP-27). American Concrete Institute, Detroit, 1971, pag. 159–185.
- III.56. Postelnicu, T. *Contribuții la proiectarea antiseismică a structurilor cu diafragme de beton armat*. Teză de doctorat, Institutul de construcții București, 1980, cap. 3, pag. 82–109.
- III.57. Rostásy, F. S., Koch, R. și Leonhardt, Fr. *Zur Mindestbewehrung für Zwang von Aussenwänden aus Stahlbeton*. În: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 267. Berlin, W. Ernst & Sohn, 1976.
- III.58. Rüsç, H. *Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete*. În: Journal of the American Concrete Institute, iulie 1960.
- III.59. Salse, E. A. B. și Fintel, M. *Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls*. În: Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- III.60. Salse, E.A.B., Ghosh, S. K. și Fintel, M. *Flexural Properties of Slender Shear Wall Cross Sections under Monotonic Loading*. În: Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor (Michigan), 1975, pag. 287–296.
- III.61. Sargin, M., Ghosh, S. K. și Handa, V. K. *Effects of Lateral Reinforcement of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement*. În: Magazine of Concrete Research, dec. 1967.

- III.62. Schlee, W. *Die Zwängspannungen in einseitig fest gehaltenen Wandscheiben*. În: Beton- und Stahlbetonbau, nr. 3/1962.
- III.63. Sheikh, Sh. A. și Uzumeri, S. M. *Mechanism of Confinement in Tied Columns*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 71-78.
- III.64. Standards Association of New Zealand. *Draft New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures (DZ 3101)*. Wellington, 1978.
- III.65. STAS 10107/0-80. *Construcții civile și industriale. Calculul și alcătuirea elementelor din beton, beton armat și beton precomprimat* (proiect).
- III.66. Syng, A. J. *Ductility of Squat Shear Walls*. Research-Report 80-8 (Supervised by T. Paulay and M. J. N. Priestley). Department of Civil Engineering University of Canterbury, Christchurch (Noua Zeelandă), febr. 1980.
- III.67. Terte, I., Onet, Tr., Beuran, M., Toma, M. și alții. *Considerațiuni privind caracteristicile fizico-mecanice și de deformare ale betonului ușor compact de granolit*. În: A V-a Conferință de betoane, Timișoara, 1972, vol. IV, pag. 1199-1211.
- III.68. Umemura, H., Aoyama, H. și Hosokawa, T. *Restoring Force Characteristics of Reinforced Concrete Walls with Openings and Reinforcing Methods*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 7, pag. 209-216.
- III.69. Vallenias, J., Bertero, V. V. și Popov, E. P. *Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads*. În: Report EERC 77/13, University of California, Berkeley, august 1977.
- III.70. Yamada, M. și Kawamura, H. *Fundamental New Aseismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. În: Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.

Partea a IV-a

METODE SIMPLIFICATE DE ANALIZĂ POSTELASTICĂ A STRUCTURILOR CU DIAFRACME LA ACȚIUNI SEISMICE

15. PROCEDEE DE CALCUL ÎN DOMENIUL POSTELASTIC. CLASIFICARE ȘI CARACTERISTICI

Analiza prin calcul a comportării unei structuri cu diafragme din beton armat în domeniul postelastice, în condițiile specifice solicitărilor seismice, poate fi dezvoltată până la diferite trepte de investigare, începând de la simpla luare în considerare a unor redistribuții locale ale eforturilor în raport cu stadiul elastic și mergând până la o cuantificare a rezervelor post-elastice ale întregii structuri în raport cu solicitările induse de un cutremur cu intensitate și caracteristici dinamice date.

În funcție de treapta până la care se efectuează analiza și de gradul de complexitate al schemei de calcul adoptate, procedeele utilizate pot fi clasificate [IV.1] în:

— *procedee de primă aproximație*, constând în considerarea apariției de articulații plastice în secțiunile cele mai solicitate (de regulă numai la capetele riglelor de cuplare) și operând redistribuțiile corespunzătoare de momente între rigle și elementele verticale, fără a se efectua și verificarea compatibilității rotirilor din articulațiile plastice (încadrarea lor în capacitățile de rotire respective);

— *procedee biografice simplificate*, constând într-un calcul static la încărcări laterale considerate ca monoton crescătoare, mărind treptat aceste încărcări, înregistrând pe parcurs apariția articulațiilor plastice și verificând compatibilitatea rotirilor lor, până la stadiul ultim de solicitare, definit ca stadiul în care se atinge capacitatea de rotire într-una din articulațiile plastice formate la baza elementelor verticale;

— *procedee biografice de analiză dinamică neliniară*, în care, utilizând metodele generale ale dinamicii structurilor, se pornește de la accelero-

gramele unor cutremure reale înregistrate sau de la acceleroame etalon și se urmăresc pas cu pas pe toată durata cutremurului considerat elementele caracteristice ale răspunsului structurii: eforturi, deformații, apariții de articulații plastice, energie acumulată etc.

15.1. Procedee de primă aproximație

Calculul se efectuează la încărcările orizontale seismice convenționale date de prescripții, deci se mențin aceleași încărcări ca și în calculul în domeniul elastic.

Apariția de articulații plastice la capetele riglelor de cuplare poate fi luată în considerare în calcul în diferite moduri:

a) *În mod indirect*: în calculul în domeniul elastic, se introduc pentru rigle rigidități micșorate, admițând un modul de elasticitate redus în raport cu cel luat pentru elementele verticale, așa cum s-a arătat la pct. 8.2.1. Se obțin astfel la capetele riglelor momente mai mici, iar diferențele sînt implicit redistribuite elementelor verticale.

b) *În mod direct*: se prestabilesc armările riglelor de cuplare, plafo-nîndu-se în corelare cu condițiile de rezistență la forță tăietoare și cu celelalte considerente arătate la pct. 14.1.2 (v. și exemplul de calcul 15). Corespund la capetele riglelor momente de plastificare care se determină în funcție de armături cu relația (14.3) și care se introduc ca mărimi date în calculul montanților (fig. 15.1).

În calcule preliminare, momentele de plastificare pot fi luate egale pentru toate riglele de cuplare ale unui șir de goluri suprapuse. Într-un calcul definitiv, se recomandă ca aceste momente să fie considerate variabile pe înălțime, proporționale cu cele rezultate din calculul în stadiul elastic. Se ajunge astfel la o redistribuție postelastice mai echilibrată a momentelor, în sensul că rotirile din articulațiile plastice de la capetele riglelor de cuplare rezultă mai uniforme și deci cerințele corespunzătoare de ductilitate sînt mai mici.

Calculul pe aceste baze este suficient de simplu pentru a putea fi efectuat și manual. Prin folosirea lui se urmărește în special posibilitatea unei armări mai raționale a riglelor de cuplare, mai cu seamă în situațiile cînd dimensiunile secțiunilor lor de beton sînt impuse, așa cum s-a văzut din cele arătate în cap. 14. În lucrarea de față, procedeele de primă aproximație nu sînt tratate.

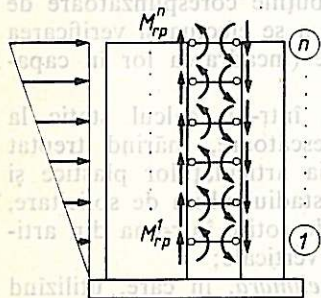


Fig. 15.1

15.2. Procedee biografice simplificate

O primă caracteristică prin care procedeele din această categorie se deosebesc de calculul în domeniul elastic și de metodele de la paragraful 15.1 se referă la încărcările orizontale la care se face calculul. În locul unor încărcări de intensitate fixă (cele seismice convenționale date de prescripții), se consideră încărcări cu o intensitate monoton crescătoare, care se măresc treptat pînă la atingerea stadiului de solicitare ultim.

Ca date de pornire, trebuie să fie cunoscute dimensiunile secțiunilor de beton ale elementelor componente ale structurii și armările lor efective, pe baza cărora se determină momentele capabile și caracteristicile de ductilitate. Pentru această dimensionare și armare inițială se dispune de eforturile calculate în stadiul elastic, analiza postelastice avînd un caracter de verificare a acestora. În măsura în care din calculul în domeniul postelastic rezultă necesitatea unor modificări semnificative la armări sau la dimensiunile unor secțiuni de beton, calculul trebuie reluat cu noile date. *O caracteristică importantă a calculului postelastice al unei structuri static nedeterminate din beton armat constă deci în aceea că pe lîngă predimensionarea secțiunilor de beton (necesară și într-un calcul în stadiul elastic), este indispensabilă și o dimensionare prealabilă a armăturilor.*

Calculul biografic în trepte succesive poate fi astfel organizat încît fiecare treaptă să coincidă cu apariția uneia sau mai multor articulații plastice, deci să constituie un stadiu de schimbare a schemei statice.

La fiecare treaptă, se verifică dacă s-a atins capacitatea de rotire în vreuna din articulațiile plastice apărute în trepte anterioare. Se admit cedări în articulațiile plastice de la capetele riglelor de cuplare, însă prima cedare apărută într-o articulație plastică de la baza unui montant sau unei diafragme pline se consideră ca stadiu ultim, la care se oprește calculul. De asemenea, la fiecare treaptă se calculează și valorile deplasărilor laterale.

Ca rezultat, se obține capacitatea portantă a structurii, exprimată fie prin intensitatea încărcării orizontale capabile, fie — în procedeele energetice [IV.5, IV.23, IV.24, IV.44, IV.45] — prin energia seismică capabilă, care se confruntă cu energia indusă de cutremur. Totodată, se evidențiază și valorile deplasărilor laterale totale ale structurii, care se compară cu cele admisibile.

Procedeele biografice din această categorie pot fi organizate pentru utilizarea calculatorului sau, dacă se admit unele ipoteze simplificatoare, se pot aplica și într-un calcul manual.

În lucrarea de față, în cadrul cap. 17, se dezvoltă și se exemplifică un astfel de procedeu, de tip energetic [IV.44, IV.45], sistematizat pentru calculul manual. Principala ipoteză simplificatoare admisă constă în aceea că energia de deformație acumulată de structură se determină pe o diagramă forță-deplasare stabilită pentru un sistem echivalent cu un singur

grad de libertate la deplasări laterale și anume deplasarea de la nivelul punctului de aplicație al rezultantei încărcărilor orizontale. Pe această schemă se determină prin pași succesivi diagrama forță-deplasare ($S - \Delta$) a cărei arie reprezintă energia de deformare acumulată. Alte precizări asupra metodei sînt prezentate detaliat în cap. 17. În prealabil, în cap. 16 se tratează determinarea caracteristicilor postelastice ale elementelor componente ale structurilor cu diafragme, necesare în această metodă.

Aplicarea procedeeleor biografice permite verificarea următoarelor caracteristici de conformare corectă a structurilor în raport cu acțiunile seismice:

- structura să posede capacitatea necesară de absorbție a energiei induse de cutremurul cu intensitatea maximă considerată;
- deplasările laterale ale structurii să nu depășească limitele admise;
- capacitățile de deformare plastică (ductilitățile) elementelor verticale să fie echilibrate, în sensul de a fi evitată apariția ruperii premature a unora din ele în stadii în care altele prezintă încă rezerve mari de ductilitate;
- ordinea de apariție a articulațiilor plastice să fie dirijată în mod avantajos (la diafragmele cu goluri, plastificările să apară întii la capetele riglelor de cuplare și numai în final la baza unor elemente verticale, iar la cutremure cu intensități mai mici să nu se dezvolte decît la capetele riglelor).

15.3. Procedee biografice de analiză dinamică neliniară

Metodele din această categorie pot fi abordate numai cu ajutorul calculatorului, ajungîndu-se la programe de deosebită complexitate.

Spre deosebire de procedeele biografice simplificate menționate la paragraful 15.2, aici structura nu este supusă unor încărcări laterale date, ci i se imprimă o mișcare, aplicîndu-i-se la bază oscilațiile terenului după o accelerogramă dată. Deci tipul de cutremur simulat în calculator este de data aceasta caracterizat nu numai prin intensitatea lui, ci și prin celelalte caracteristici dinamice, evidențiate prin accelerogramă.

Se împarte durata mișcării seismice în pași, de regulă de 0,1—0,2 s și se înregistrează la fiecare pas starea de solicitare dinamică în structură.

Ceea ce furnizează în plus procedeele de calcul din această categorie se sintetizează în final prin posibilitatea determinării direct pe structura dată a ductilității necesare în raport cu tipul de cutremur considerat.

Pe lângă utilizarea în proiectarea propriu-zisă, analiza dinamică neliniară își găsește o aplicare deosebit de interesantă în activitatea de cercetare, putînd constitui o bază pentru stabilirea încărcărilor seismice convenționale de calcul care se dau în prescripții și în mod mai general un mijloc de control al procedeeleor de calcul simplificate curente și a unor reguli de conformare corectă antiseismică a structurilor. Este de menționat

în acest sens un studiu recent american, prezentat în septembrie 1980 la Conferința mondială de inginerie seismică de la Istanbul [IV.18], în care se analizează posibilitatea corelării între ductilitatea unei structuri cu diafragme și nivelul încărcărilor orizontale convenționale la care trebuie dimensionată. Calculul este efectuat în raport cu tipurile de cutremure californiene.

Un program pentru analiza dinamică neliniară a structurilor din beton armat la solicitări seismice, utilizat în România, este programul ANELISE, elaborat de I.P.C.T., ale cărui caracteristici sînt date și în instrucțiunile tehnice [IV.1].

15.4. Considerații generale

Privitor la analiza postelastică a structurilor cu diafragme din beton armat la solicitări seismice, sînt de făcut următoarele precizări cu caracter general, dintre care unele sînt valabile și pentru alte categorii de structuri antiseismice din beton armat:

a) Pentru rezistențele de calcul ale betonului și armăturilor se introduc valorile medii, conform paragrafului 12.3.

b) Baza pentru dimensionarea și armarea structurii o constituie eforturile determinate în domeniul elastic. Așa cum s-a arătat la paragraful 15.2, analiza postelastică reprezintă un instrument pentru verificarea și corectarea după necesități a dimensionărilor stabilite în acest mod, pe baza luării în considerare a unor aspecte și criterii pe care calculul în domeniul elastic nu le poate scoate în evidență.

Cu cît redistribuția de eforturi în stadiul postelastic este mai marcată, respectiv cu cît diagramele de momente se depărtează mai mult de cele determinate în stadiul elastic, cu atît necesitățile de ductilitate cresc și realizarea lor devine mai dificilă. De aceea, unii autori [IV.40] recomandă ca structurile cu diafragme să fie astfel concepute și dimensionate, ca prin redistribuția postelastică să nu se ajungă la diferențe mai mari decît 30% în raport cu stadiul elastic la repartizarea încărcărilor orizontale între diafragmele componente.

c) Procedeele de analiză postelastică de care se dispune pînă în prezent se limitează la un calcul în care elementele componente ale structurilor cu diafragme se consideră ca bare sau sisteme de bare. Nu a fost încă abordată o analiză similară a diafragmelor ca elemente bidirecționale (de suprafață).

CARACTERISTICI DE DEFORMARE POSTELASTICĂ ALE ELEMENTELOR COMPONENTE ALE DIAFRAGMELOR DIN BETON ARMAT

În analiza postelastă a structurilor cu diafragme intervin caracteristicile de comportare elasto-plastică ale elementelor lor componente (diafragme pline, montanții și riglele de cuplare ale diafragmelor cu goluri), și anume:

- relațiile efort-deformație (efort axial — moment încovoietor — curbură);
- ductilitatea secțională (de curbură);
- capacitatea de rotire a articulațiilor (zonelor) plastice;
- ductilitatea de element.

În capitolul de față sînt definite aceste mărimi și se arată modul lor de determinare.

16.1. Relațiile efort axial — moment încovoietor — curbură ($N-M-C$) pentru elemente din beton armat solicitate la compresiune excentrică

Caracteristicile de capacitate portantă și de deformabilitate ale elementelor solicitate la compresiune excentrică se scot în evidență în mod sugestiv prin reprezentarea grafică a relațiilor $N-M-C$. Pentru secțiuni de beton armat, aceste relații sînt mai complexe decît pentru secțiuni omogene, fiind influențate de:

- curbele caracteristice ale betonului și armăturilor;
- forma secțiunii de beton;
- cantitatea și poziția armăturii în secțiune;
- ieșirea din lucru a betonului din zona întinsă după fisurare.

În general, chiar în cazul secțiunilor de forme simple, relațiile $N-M-C$ nu pot fi exprimate analitic sub o formă practic utilizabilă în calcul, ci trebuie să fie determinate prin procedee numerice, trasîndu-se curbele respective prin puncte [IV.13, IV.14, IV.17, IV.21, IV.45].

Notatii:

N_u, M_u — efortul axial și momentul încovoietor în starea limită de rezistență (ultimă);

$C = \frac{1}{\rho}$ — curbura fibrei medii deformată (ρ este raza de curbură);

$\varepsilon_a, \varepsilon_b$ — deformațiile specifice în armătură și în beton;

$\varepsilon_{ap} = R_a/E_a$ — deformația specifică în armătură la intrarea în curgere;

$\varepsilon_{au}, \varepsilon_{bu}$ — deformațiile specifice limită (ultime) ale betonului și armăturii.

În cele ce urmează, se analizează separat relațiile bilaterale între cele trei categorii de mărimi care intervin, și anume:

$N-M, M-C$ și $N-C$.

16.1.1. Relația $N_u - M_u$ (curba limită de interacțiune)

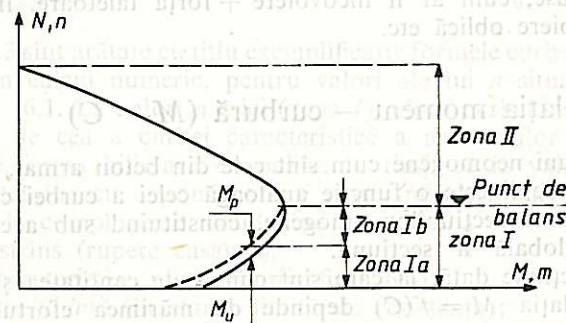


Fig. 16.1

Reprezentarea grafică a relației $N_u = f(M_u)$ sub forma unei curbe ca în fig. 16.1, denumită [III.36] *curbă limită de interacțiune*, este bine-cunoscută și curent utilizată în calculul elementelor din beton armat solicitate la compresiune excentrică. Abacele 1—34 pentru verificarea secțiunilor diafragmelor sînt curbe limită de interacțiune, construite în coordonatele adimensionalizate n, m , proporționale cu N, M [v. formulele (13.14)]. De asemenea, curbe de interacțiune au fost utilizate și în discuția de la pct. 13.1.1 (fig. 13.3, 13.4, 13.5).

Pe curbă din fig. 16.1 sînt evidențiate următoarele aspecte suplimentare:

a) În cadrul zonei I (sub punctul de balans), cunoscută și sub denumirea de «cazul I de compresiune excentrică», în care armătura întinsă

ajunge la palierul de curgere ($\varepsilon_a > \varepsilon_{ap}$) înainte de cedarea zonei comprimate, se diferențiază la procente mici de armare două subzone: Ia, în care armătura întinsă ajunge la deformația specifică limită ($\varepsilon_a = \varepsilon_{au}$) și Ib, în care $\varepsilon_{ap} < \varepsilon_a < \varepsilon_{au}$.

b) În cadrul aceleiași zone, dacă se ține seama de diferența dintre momentul de plastificare M_p și momentul ultim M_u , curba capătă forma din figură, în care M_p s-a reprezentat cu linie punctată.

c) În zona II (deasupra punctului de balans), cedarea se produce în zona comprimată, prin atingerea deformației limită în beton ($\varepsilon_b = \varepsilon_{bu}$), fără ca armătura întinsă să ajungă la curgere, sau chiar fără să apară eforturi de întindere în armături (întreaga secțiune comprimată).

Pentru o secțiune dată, armată simetric, fiecărui procent de armare îi corespunde câte o curbă limită de interacțiune. În cazul elementelor cu bare intermediare de armătură pe inimă, cum sînt diafragmele, s-a văzut la paragraful 13.2 că sînt date și curbe de interacțiune care să țină seama și de aportul acestor armături (abacele 18—34).

Curbe limită de interacțiune se pot construi și pentru alte tipuri de solicitări compuse, cum ar fi încovoiere + forță tăietoare, încovoiere + torsiune, încovoiere oblică etc.

16.1.2. Relația moment — curbura ($M - C$)

Pentru secțiuni neomogene cum sînt cele din beton armat, relația moment-curbură îndeplinește o funcție analoagă celei a curbei caracteristice $\sigma = f(\varepsilon)$ din cazul secțiunilor omogene, constituind sub acest aspect o caracteristică globală a secțiunii.

Pentru o secțiune dată, la care sînt cunoscute cantitatea și distribuția armăturilor, relația $M = f(C)$ depinde de mărimea efortului axial N

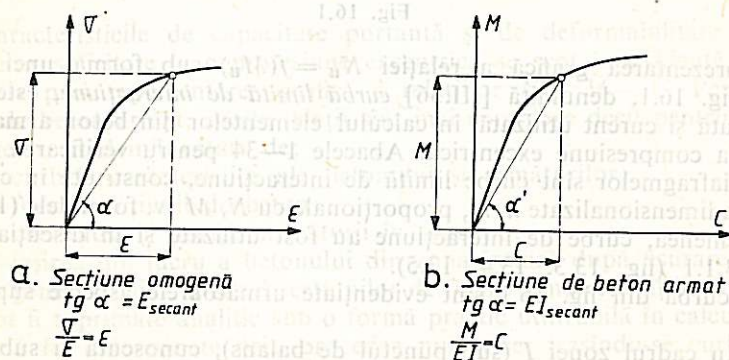


Fig. 16.2

(fiecare curbă se construiește pentru o valoare dată a lui N), de curbele caracteristice ale betonului și armăturilor și de ipoteza admisă pentru variația deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii. În calculul practic:

- curbele caracteristice sînt cele date în cap. 12;
- deformațiile specifice se consideră variabile liniar pe înălțimea secțiunii (ipoteza lui Bernoulli);
- N , M și C se înlocuiesc în calcul prin mărimile adimensionale corespunzătoare $n = N/bhR_c$, $m = M/bh^2R_c$ și hC .

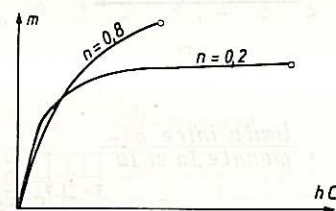


Fig. 16.3

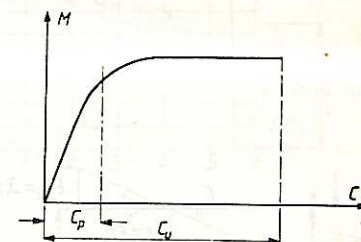


Fig. 16.4

În fig. 16.3 sînt arătate cu titlu exemplificativ formele curbelor $m = f(hC)$, obținute prin calcul numeric, pentru valori ale lui n situate în zonele I și II din fig. 16.1. La valori n mici (zona I), alura curbelor este influențată în principal de cea a curbei caracteristice a armăturilor întinse, apropiindu-se de forma biliniară cu palier, în timp ce la valori n mai mari (zona II) intervine cu o pondere mai mare influența curbei caracteristice a betonului la compresiune, conducînd la o formă curbă fără palier sau cu palier restrîns (rupere casantă).

Valori caracteristice ale curburii (fig. 16.4):

- C_u — curbura ultimă (în starea limită de rezistență);
- C_p — curbura la plastificare, în cazul curbelor $M - C$ cu palier.

În analiza postelastică prin procedee de tip biografic, relația $M = f(C)$ servește pe de o parte pentru stabilirea modului de rigiditate EI_{secant} în funcție de stadiul de solicitare, iar pe de altă parte pentru definirea și determinarea ductilității secționale (de curbura).

16.1.3. Relația $N - C_u$ [IV.14, IV.21, IV.35, IV.45 etc.]

Mărimea curburii ultime depinde de poziția axei neutre, respectiv de înălțimea $x = \xi h_0$ a zonei comprimate, în stadiul limită de rezistență. Cînd cantitatea și distribuția armăturilor sînt cunoscute, ξ este funcție numai de valoarea efortului axial N (în cazul particular al secțiunilor lamelare armate simetric, $\xi = n$, iar pentru secțiuni cu talpă sau cu bulb ξ

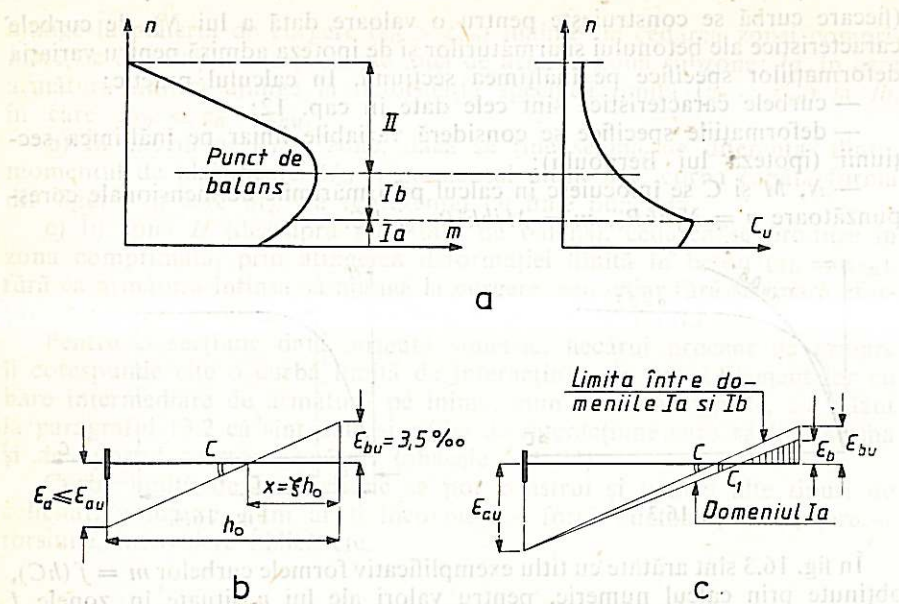


Fig. 16.5

rezultă din mărimea ariei A_{bc} a zonei comprimate, deci tot în funcție de n). În consecință, se poate stabili o relație directă între n și C_u , independentă de momentul încovoietor.

În fig. 16.5, a este arătată alura generală a curbei $n - C_u$ în corelație cu curba limită de interacțiune. Din figură se vede că pe măsură ce n scade sub punctul de balans, C_u crește sensibil, iar în zona Ia (cedare prin atingerea ϵ_{au}) prezintă o mică reducere. Modul cum în zona Ib , C_u crește cu scăderea lui ξ rezultă și din fig. 16.5, b , în care este reprezentată variația deformațiilor specifice pe înălțimea secțiunii: $\epsilon_{bc} = \text{const} = 3,5\text{‰}$, iar $C \approx \text{tg } C = \epsilon_{bc}/\xi h_0$, deci C este invers proporțională cu ξ . În zona Ia (fig. 16.5, c), $\epsilon_{au} = \text{const}$ și $\epsilon_b \leq \epsilon_{bu}$, astfel că pe măsură ce ξ scade (linia punctată), scade și C ($C_1 \leq C$).

Extinderea zonei Ia se poate urmări în fig. 16.6, în care sînt arătate cu caracter exemplificativ curbele $n - C_u$ pentru secțiuni de diafragme în formă de I, armate simetric, cu diferite rapoarte A_t/A_i și cu două valori extreme ale procentului de armare ($\alpha = 0,01$ și $\alpha = 0,50$). Se observă că la secțiunile cu talpă mică (fig. 16.6, a) zona Ia încă nu intervine, astfel că rezultă o creștere continuă a lui C_u pînă la $n = 0$, iar pe măsură ce A_t/A_i crește (fig. 16.6, b și c) zona Ia capătă o extindere din ce în ce mai mare.

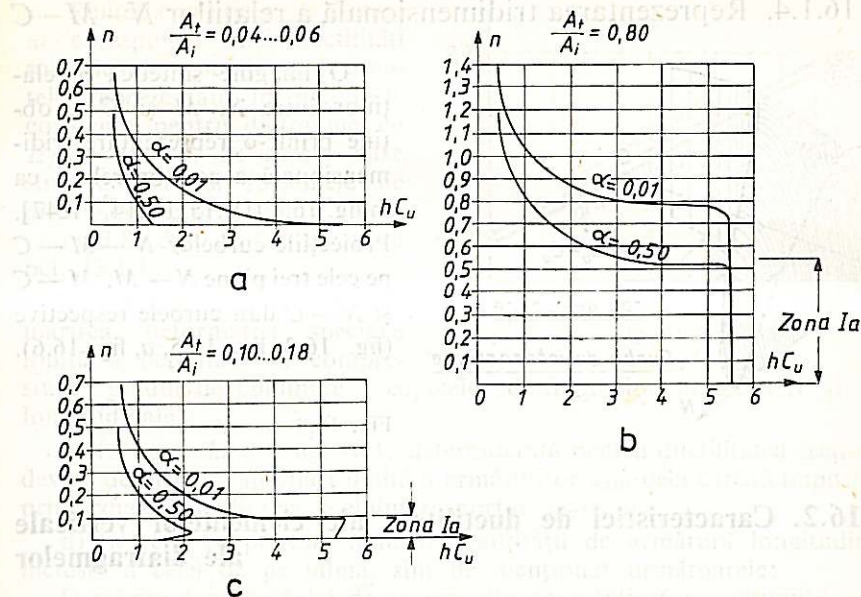


Fig. 16.6

În abacele 35—68 sînt date, pentru diafragme cu secțiune simetrică, curbele $n - C_u$ și $n - C_p$, necesare în analiza postelastică. Abacele au fost construite considerînd $\epsilon_{au} = 50\text{‰}$.

Pentru secțiuni de diafragme de forme diferite de cele pentru care sînt date abacele 1—68 și la care în consecință calculul la compresiune excentrică se conduce după schema simplificată arătată la pct. 13.2.4, cu eforturile unitare din beton considerate ca uniform distribuite pe înălțimea zonei comprimate (v. fig. 13.13), C_u se poate determina în mod aproximativ pe aceeași schemă, după cum urmează (fig. 16.7):

$$C_u = \frac{\epsilon_{bu}}{1,25x} = \frac{0,0035}{1,25x} \quad (16.1)$$

iar C_p se poate lua:

$$C_p \approx (0,0025 \dots 0,0035) \frac{1}{h} \quad (16.2)$$

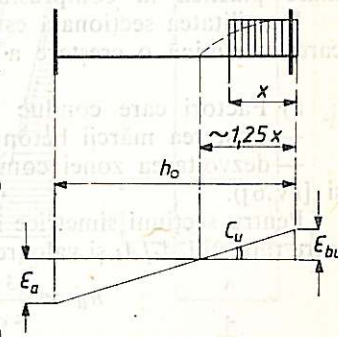
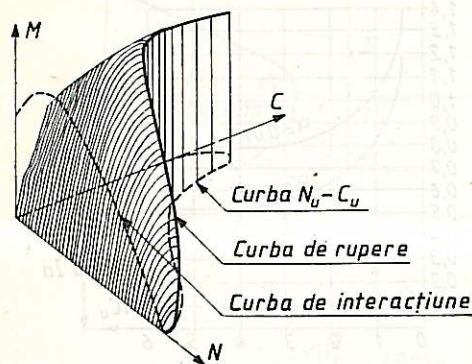


Fig. 16.7

16.1.4. Reprezentarea tridimensională a relațiilor $N-M-C$



O imagine sintetică a relațiilor între N , M și C se obține printr-o reprezentare tridimensională a acestor relații ca în fig. 16.8 [IV.13, IV.14, IV.47]. Proiecțiile curbelor $N-M-C$ pe cele trei plane $N-M$, $M-C$ și $N-C$ dau curbele respective (fig. 16.3, fig. 16.5, a, fig. 16.6).

Fig. 16.8

16.2. Caracteristici de ductilitate ale elementelor verticale ale diafragmelor

16.2.1. Ductilitatea secțională (de curbura)

Ductilitatea secțională se definește prin raportul între curbura ultimă și cea la inițierea plasticității

$$\mu_c = \frac{C_u}{C_p} = 1 + \frac{C_u - C_p}{C_p} \quad (16.3)$$

și constituie o caracteristică a secțiunii sub aspectul capacității de deformare plastică la compresiune excentrică.

Ductilitatea secțională este influențată în sens favorabil de toți factorii care determină o creștere a valorii curburii ultime, și anume:

- a) Factori care conduc la o mișcare a înălțimii zonei comprimate:
 - creșterea mărcii betonului;
 - dezvoltarea zonei comprimate sub formă de bulb sau de talpă (v. și [IV.6]).

Pentru secțiuni simetrice în formă de I se poate stabili o relație directă între raportul A_t/A_i și valoarea lui n_u , care are forma liniară [IV.14, IV.45]:

$$n_u \approx \frac{3}{\mu_c} \cdot \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \frac{R_a}{E_a}} + 1,5 \frac{A_t}{A_i} \quad (16.4)$$

Punind condiția $\mu_c \geq 6$, care ar corespunde unei ductilități satisfăcătoare, se ajunge la dreptele reprezentate în fig. 16.9, construite pentru diafragme cu $H/h = 3 \dots 8$. Pe aceste baze sînt stabilite și formulele de dimensionare preliminară (13.5) ... (13.8) date în tabelul de la pct. 13.1.1.

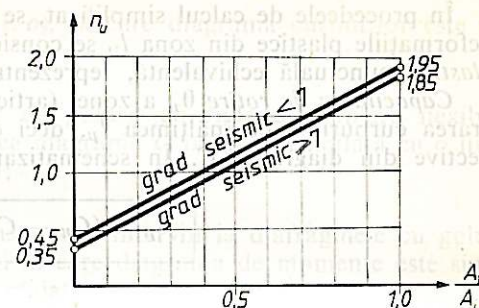


Fig. 16.9

b) Factori care conduc la mărirea deformației specifice limită a betonului la compresiune: gradul de confinare a capetelor diafragmelor prin etrieri și bare longitudinale.

c) În zona Ia din fig. 16.1, determinantă pentru ductilitatea secțională devine deformația specifică limită a armăturilor ε_{au} , deci capătă importanță primordială ductilitatea oțelului (raportul $\varepsilon_{au}/\varepsilon_{ap}$).

d) În ceea ce privește influența cantității de armătură longitudinală, inclusiv a celei de pe inimă, sînt de menționat următoarele:

O mărire a procentului de armare din zona întinsă a secțiunii conduce la o mărire corespunzătoare a lui ξ , deci la o scădere a ductilității. În schimb, mărirea procentului de armare din zona comprimată are un efect invers. În cazul secțiunilor armate simetric, cele două efecte se compensează, astfel că ele se manifestă numai la diafragmele cu secțiuni și armări nesimetrice.

16.2.2. Capacitatea de rotire a articulațiilor (zonelor) plastice. Definiții și notații

Prin intrarea unei diafragme în stadiul post-elastic, se formează la bază o zonă de deformare plastică, pe înălțimea căreia curburile sînt în domeniul $C_p \leq C \leq C_u$ (fig. 16.10, a). Variația reală a curburilor, reprezentată punctat în figură, se poate înlocui cu suficientă aproximație în calcul prin variația liniară marcată cu linie plină. Înălțimea zonei plastice se notează cu l_p .

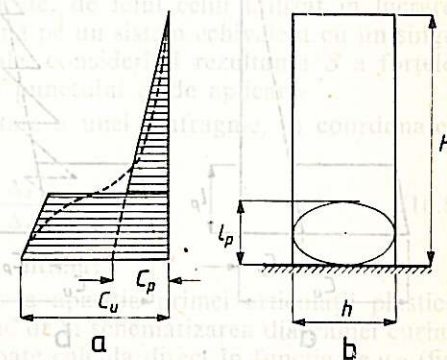


Fig. 16.10

În procedeele de calcul simplificat, se utilizează și schematizări în care deformațiile plastice din zona l_p se consideră concentrate într-o articulație plastică punctuală echivalentă, reprezentată de regulă ca în fig. 16.10, b.

Capacitatea de rotire θ_p a zonei (articulației) plastice rezultă prin integrarea curburilor pe înălțimea l_p , deci este egală cu aria porțiunii respective din diagrama C . În schematizarea liniarizată din figură

$$\theta_p \approx (C_u - C_p) l_p. \quad (16.5)$$

16.2.3. Lungimea zonei plastice

Înălțimea l_p se poate determina prin calcul [IV.45], pornind de la relațiile efort axial — moment — curbura. Cercetările experimentale au arătat însă că l_p este influențată și de alți factori, care nu pot fi evidențiați printr-un astfel de calcul și anume:

— lunecările locale inevitabile ale armăturilor întinse, care au drept efect dezvoltarea deformării plastice pe o lungime mai mare;

— influența forței tăietoare (panta diagramei de momente se reflectă și în forma diagramei curburilor, iar pe de altă parte apariția de fisuri înclinate determină o creștere a lungimii l_p).

În fig. 16.11 este arătată alura diagramei C în trei cazuri caracteristice de elemente verticale ale structurilor cu diafragme:

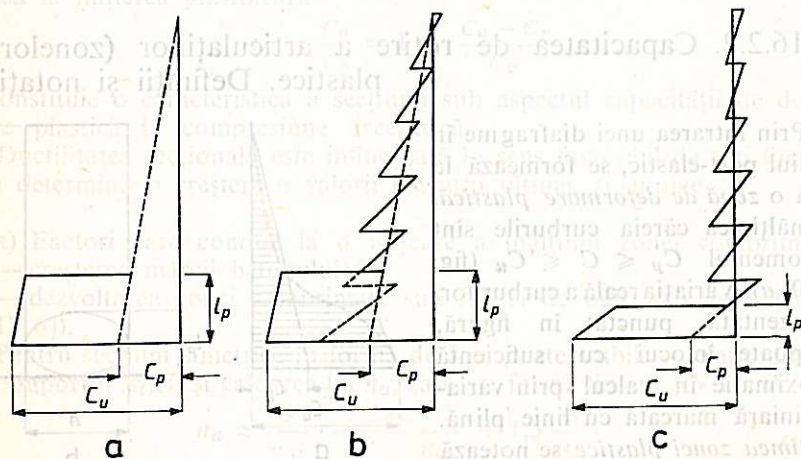


Fig. 16.11

a) diafragme pline (fig. 16.11, a), la care diagrama curburilor este de tipul din fig. 16.10;

b) montanți ai diafragmelor cu goluri, cu rigle de cuplare flexibile (fig. 16.11, b), la care de asemenea diagrama C poate fi asimilată cu o linie continuă (linia plină din figură);

c) montanți de secțiune redusă, care intervin la diafragmele cu goluri dispuse excentric (fig. 16.11, c) și la care diagrama de momente este similară celei a unui stîlp de cadru etajat.

Pentru aceste trei cazuri, în literatură [IV.45, III.54] se recomandă evaluarea lui l_p cu ajutorul următoarelor formule empirice, bazate pe date teoretico-experimentale:

— cazurile a și b:

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H \quad (16.6)$$

— cazul c:

$$l_p = (0,7 \dots 1,0) h. \quad (16.7)$$

16.2.4. Ductilitatea de element

Într-un calcul postelastice la solicitări seismice, în vederea aprecierii capacității de absorbție a energiei induse de cutremur, interesează în ultimă analiză să se construiască pentru fiecare diafragmă, plină sau cu goluri, o diagramă $S - \Delta$ (forță-deplasare), cu ajutorul căreia să se poată calcula lucrul mecanic dezvoltat de forțele S parcurgînd deplasările orizontale corespunzătoare Δ .

În procedeele biografice simplificate, de felul celui utilizat în lucrarea de față, diagrama $S - \Delta$ se determină pe un sistem echivalent cu un singur grad de libertate la deplasări laterale, considerînd rezultanta S a forțelor orizontale și deplasarea din dreptul punctului ei de aplicare.

Caracteristica globală de ductilitate a unei diafragme, în coordonatele $S - \Delta$, va fi (fig. 16.12):

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} \quad (16.8)$$

unde: Δ_u este deplasarea laterală ultimă;

Δ_p — deplasarea laterală la apariția primei articulații plastice.

Pentru o diafragmă plină, pornind de la schematizarea diagramei curburilor adoptată în fig. 16.10, μ_Δ se poate calcula direct în funcție de μ_C (fig. 16.13):

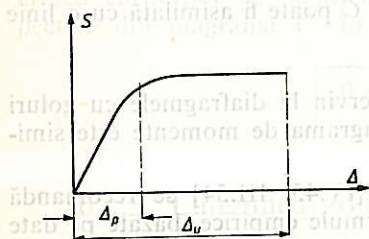


Fig. 16.12

Încărcarea seismică orizontală, admisă ca distribuită triunghiular pe înălțimea diafragmei, se înlocuiește în calcul prin rezultanta S , aplicată la înălțimea $2H/3$. La același nivel se determină și deplasarea laterală Δ , ca pentru o consolă verticală.

Deplasarea elastică la inițierea plasticității, Δ_p , se calculează cu ajutorul grinzii conjugate, descompunând zona hașurată a diagramei C_p în două triunghiuri (linia punctată din figură)

$$\Delta_p = \frac{1}{2} C_p \frac{2}{3} \left(\frac{2H}{3} \right)^2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} C_p \frac{2H}{3} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{2H}{3} = \frac{14}{81} C_p H^2.$$

Suplimentul de deplasare corespunzător deformațiilor plastice ($C_u - C_p$) va fi:

$$(C_u - C_p) l_p \left(\frac{2}{3} H - \frac{l_p}{2} \right).$$

Deplasarea totală (ultimă)

$$\begin{aligned} \Delta_u &= \frac{14}{81} C_p H^2 + (C_u - C_p) l_p \left(\frac{2}{3} H - \frac{l_p}{2} \right) = \\ &= \frac{14}{81} C_p H^2 \left[1 + \frac{81}{14} \cdot \frac{C_u - C_p}{C_p} \cdot \frac{l_p}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{l_p}{2H} \right) \right]. \end{aligned}$$

Coeficientul de ductilitate

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_p} = 1 + \frac{81}{14} \cdot \frac{C_u - C_p}{C_p} \cdot \frac{l_p}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{l_p}{2H} \right).$$

Înlocuind, conform relației (16.1)

$$\frac{C_u - C_p}{C_p} = \mu_C - 1$$

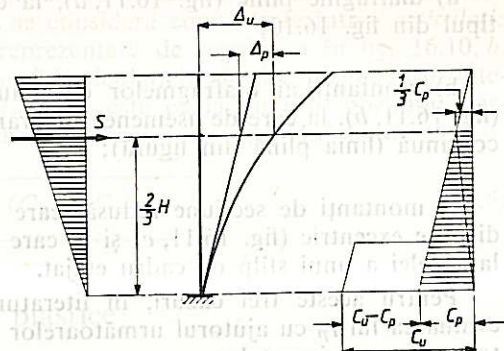


Fig. 16.13

se obține μ_Δ în funcție de μ_C

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{81}{14} (\mu_C - 1) \frac{l_p}{H} \left(\frac{2}{3} - \frac{l_p}{2H} \right). \quad (16.9)$$

Cu această relație și introducând pentru l_p expresia (16.6), s-au trasat în fig. 16.13 curbele de variație ale ductilității de element μ_Δ în funcție de μ_C și de raportul H/h . Se observă că pe măsură ce zveltețea H/h a diafragmei crește, μ_Δ scade în raport cu μ_C .

16.3. Caracteristici de ductilitate ale riglelor de cuplare

În cazul riglelor lungi ($h_r \leq 0,7 l_r$), cu comportare de tip « bară », caracteristicile de ductilitate se determină în același mod ca pentru elementele verticale. Curburile de plasticare și ultime se pot calcula tot cu ajutorul abacelor 35—68, folosind valorile corespunzătoare la $n = 0$ (încovoiere fără efort axial).

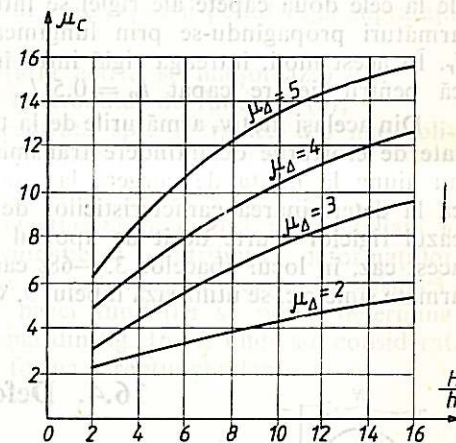


Fig. 16.14

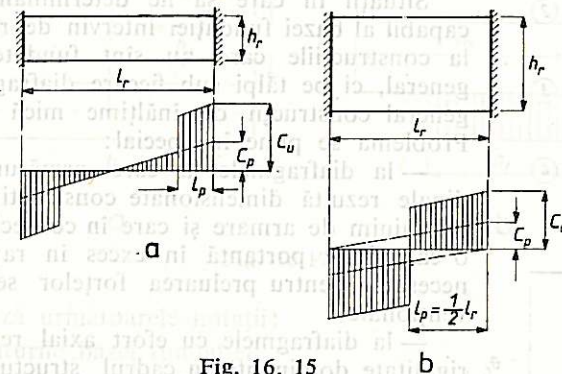


Fig. 16.15

Alura diagramei C (fig. 16.15, a) este asemănătoare cu cea din fig. 16.9. Se recomandă să se ia $l_p \approx 0,7 h_r$ [IV.35].

Pentru riglele scurte ($h_r > 0,7 l_r$), studiile teoretice și cercetările experimentale efectuate la încărcări monoton crescătoare și la încărcări ciclice alternante [IV.37, IV.38] au scos în evidență mecanismul de cedare arătat mai înainte la pct. 2.1.2 și în fig. 2.1. Solicitățile produse de momentele de la cele două capete ale riglei se întrepătrund, eforturile de întindere din armături propagându-se prin lungimea de ancoraj pe toată deschiderea l_r . În acest mod, întreaga riglă intră în zona de deformare plastică, astfel că pentru fiecare capăt $l_p = 0,5 l_r$.

Din același motiv, armăturile de la talpa comprimată a secțiunii, influențate de eforturile de întindere transmise prin ancoraj de la capătul opus, nu ajung la limita de curgere la compresiune. De aceea, se recomandă ca la determinarea caracteristicilor de ductilitate să nu se țină seama în cazul riglelor scurte decât de aportul armăturii întinse. În consecință, în acest caz, în locul abacelor 35—68, care au fost construite pentru secțiuni armate simetric, se utilizează tabelul 9, valabil pentru secțiuni simplu armate.

16.4. Deformarea plastică a terenului de fundare

Momentul capabil la baza unei diafragme este dictat de cel mai mic dintre momentul capabil al secțiunii diafragmei și cel asociat momentului capabil al secțiunii de la baza fundației (momentul de plastificare a terenului sub fundație).

Situații în care să fie determinant momentul capabil al bazei fundației intervin de regulă numai la construcțiile care nu sînt fundate pe radier general, ci pe tălpi sub fiecare diafragmă, deci în general construcții de înălțime mică sau medie. Problema se pune în special:

— la diafragmele la care armăturile longitudinale rezultă dimensionate constructiv la procentul minim de armare și care în consecință prezintă o capacitate portantă în exces în raport cu cea necesară pentru preluarea forțelor seismice convenționale;

— la diafragmele cu efort axial redus, dar cu rigiditate dominantă în cadrul structurii, care se încarcă deci cu momente încovoietoare mari, fundația putînd ajunge să fie solicitată cu excentricitate pronunțată.

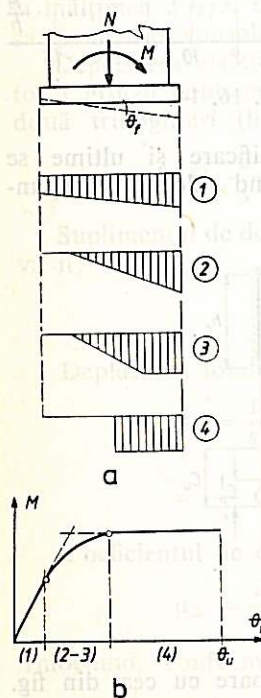


Fig. 16.16

Sub acțiunea eforturilor N și M transmise de diafragmă, baza fundației capătă o rotire θ_f (fig. 16.16). Menținînd $N = \text{const}$ și dînd o creștere progresivă lui M , variația presiunilor pe teren trece prin stadiile reprezentate schematic în fig. 16.16, a:

- N în interiorul simbului central (compresiuni pe întreaga suprafață de rezemare pe teren) (1);
- N iese din simbului central (aria activă se micșorează) (2);
- idem, cu plastificarea parțială a terenului de fundație (3);
- stadiul ultim (aria activă concentrată spre marginea cea mai solicitată), terenul de fundare complet plastificat (4), $\theta_f = \theta_u$.

Diagrama $M - \theta_f$ corespunzătoare este arătată în fig. 16.16, b.

În cazurile curente, cînd nu se efectuează o analiză mai detaliată a interacțiunii structură-sol pentru evidențierea contribuției deformațiilor terenului de fundație la întreaga stare de solicitare sub acțiunea seismică, momentul de plastificare la nivelul bazei fundației se poate determina în mod simplificat pornind de la schema din fig. 16.17, unde s-a considerat cazul unei fundații avînd în plan forma dreptunghiulară.

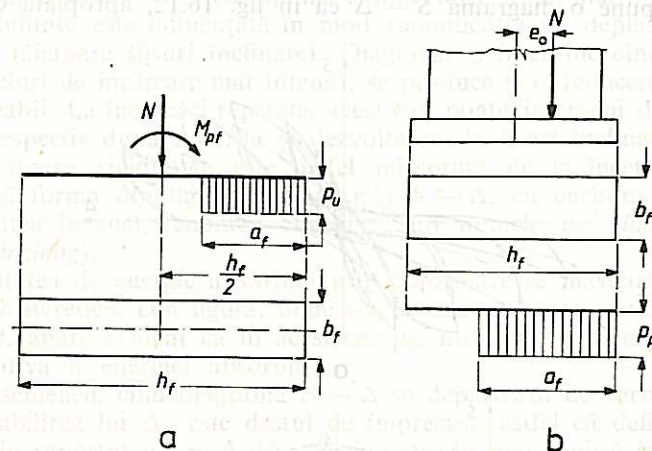


Fig. 16.17

Se utilizează următoarele notații:

- b_f, h_f — laturile bazei fundației;
- a_f — lungimea zonei active;
- M_{pf} — momentul de plastificare a terenului sub fundație;
- N — efortul axial la nivelul bazei fundației;

p_p — presiunea de plastificare a terenului de fundație (la care curba de compresibilitate a terenului intră în zona creșterii pronunțate a deformațiilor la creșteri mici ale presiunii) și care se poate lua aproximativ egală cu de 3 ori presiunea convențională valabilă pentru gruparea fundamentală de încărcări.

Din ecuația de proiecții: $N = a_f b_f p_p$, rezultă $a_f = \frac{N}{b_f p_p}$, cu care M_{pf} se determină din ecuația de momente în raport cu centrul bazei fundației

$$M_{pf} = N \left(\frac{h_f}{2} - \frac{a_f}{2} \right) = N \left(\frac{h_f}{2} - \frac{N}{2 b_f p_p} \right). \quad (16.10)$$

16.5. Precizări cu privire la noțiunea de ductilitate a diafragmelor din beton armat la solicitări ciclice alternante

Ductilitatea de element, definită prin raportul $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_p$, ca mărime caracteristică pentru capacitatea de absorbție a energiei induse de cutremur, presupune o diagramă $S - \Delta$ ca în fig. 16.12, apropiată de forma

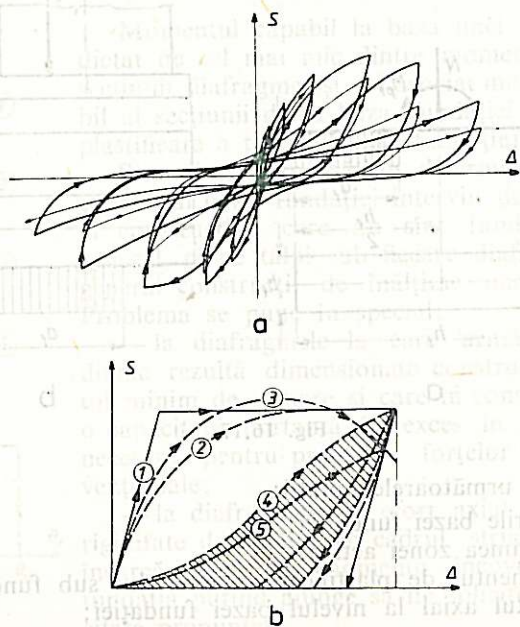


Fig. 16.18

biliniară de tip *Prandtl*. Cu cât forma reală a diagramei $S - \Delta$ se depărtează de cea biliniară, cu atât definirea ductilității prin μ_Δ devine mai puțin semnificativă pentru caracterizarea capacității de absorbție a energiei.

Sub încărcări ciclice alternante de tipul celor seismice, diagramele $S - \Delta$ capătă forma histeretică din fig. 16.18, a [IV.6, IV.14, IV.19, IV.34, IV.35, IV.45, IV.51 etc.] Totodată, în funcție de ponderea cu care intervin deformațiile produse de forța tăietoare, se diferențiază cazurile arătate în fig. 16.18, b, unde s-a izolat un singur cuadrant față de fig. 16.18 a, [IV.40, IV.19]:

— Diagrama 1 este cea biliniară idealizată de tip *Prandtl*, luată ca bază de comparație.

— Diagrama 2 corespunde comportării unei diafragme bine conformate, a cărei deformabilitate este dictată în principal de solicitarea la compresiune excentrică, fără apariția prematură a unor avarii produse de forța tăietoare.

— Diagrama 3, cu porțiunea terminală descendentă, intervine la diafragmele cu goluri, la care forța capabilă scade prin ieșirea treptată din lucru a unor rigle de cuplare.

— Diagramele 4 și 5 corespund comportării unei diafragme a cărei deformabilitate este influențată în mod semnificativ de deplasări produse de forța tăietoare (fisuri înclinate). Diagrama 5 intervine când după mai multe cicluri de încărcare mai intensă, se produce și o reducere a momentului capabil. La încărcări repetate, acest caz poate interveni după primele cicluri, respectiv după apariția și dezvoltarea de fisuri înclinate. În ciclurile următoare rigiditatea este astfel micșorată de la început, ceea ce determină forma din figură a diagramei $S - \Delta$, cu curbura inversă (cu concavitățile în sus), fenomen cunoscut sub numele de *ciupirea* curbei (engl. *pinching*).

Cantitatea de energie absorbită prin deformare se măsoară prin ariile inelelor histeretice. Din figură, unde s-a hașurat aria corespunzătoare diagramei 4, apare evident că în acest caz μ_Δ nu mai reprezintă o măsură semnificativă a energiei absorbite.

De asemenea, când diagrama $S - \Delta$ se depărtează de forma biliniară, însăși stabilirea lui Δ_p este destul de imprecisă, astfel că definirea ductilității prin raportul $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_p$ devine cu atât mai supusă incertitudinii.

De aceea, în lucrarea [IV.41] se propune un alt criteriu de definire a ductilității unei diafragme la încărcări ciclice alternante, și anume: se consideră că o diafragmă prezintă o ductilitate satisfăcătoare dacă după 4 cicluri de încărcare-decărcare, duse pînă la $\Delta = 4 \Delta_p$, capacitatea ei portantă nu se micșorează cu mai mult decît 20%. Desigur, acest criteriu este utilizabil numai pentru interpretarea unor date experimentale și nu în calcule obișnuite de proiectare.

Din același motiv, unii autori recomandă ca ductilitatea diafragmelor să fie apreciată în mod simplificat, direct în funcție de poziția axei neutre în secțiunea de la bază. Se admite [IV.40] că ductilitatea diafragmei este satisfăcătoare dacă $\xi = x/h_0 \leq 0,15$. Introducând această valoare în relația (16.1), se obține

$$C_u = \frac{\varepsilon_{bu}}{1,25x} = \frac{0,0035}{1,25 \cdot 0,15 h_0} \approx \frac{0,02}{h_0}$$

Cu $C_p \approx \frac{0,003}{h_0}$ rezultă: $\mu_C = \frac{C_u}{C_p} = \frac{0,02}{0,003} = 6,6$

Exemplul de calcul 17. Determinarea caracteristicilor de deformare plastică pentru o diafragmă plină.

Se determină C_u , C_p și capacitatea de rotire plastică la baza diafragmei pline cu secțiune în formă de T din exemplul de calcul 6 (fig. 9.3). În fig. 16.19 sînt arătate dimensiunile secțiunii active de beton, armările la capete și poziția centrului de greutate al secțiunii. Beton: Bc 15 ($R_c = 50$ daN/cm²), armături din PC 52 ($R_a = 3\,000$ daN/cm²). Înălțimea totală a diafragmei: 24,25 m. Efortul axial: $N = 2\,100$ kN = 210 000 daN.

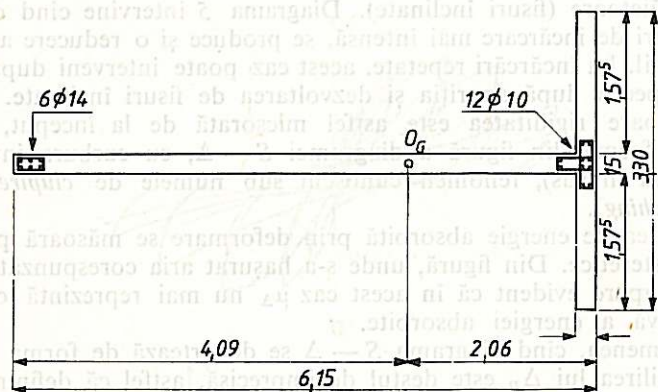


Fig. 16. 19

Rezistențele de calcul, cu relațiile (12.6), (12.7)

$$\bar{R}_c = \frac{1,75}{0,75} 50 = 117 \text{ daN/cm}^2; \bar{R}_a = 1,35 \cdot 3\,000 = 4\,050 \text{ daN/cm}^2$$

$$n_0 = \frac{N}{bh\bar{R}_c} = \frac{210\,000}{15 \cdot 615 \cdot 117} = 0,195$$

a) Pentru sensul de acțiune de la stînga spre dreapta al încărcărilor orizontale

$$A_{a1} = 6 \varnothing 14 = 9,23 \text{ cm}^2; \alpha_1 = \frac{9,23}{15 \cdot 615} \cdot \frac{4\,050}{117} = 0,0346$$

$$\frac{A_t}{A_i} = \frac{3,30 \cdot 0,15}{6,15 \cdot 0,15} = 0,512$$

În abacele 48 și 49, corespunzătoare la $A_t/A_i = 0,5$ și 0,6, rezultă pentru $n_0 = 0,195$ practic aceeași valoare $C_u h = 5,45 \cdot 10^{-2}$, indiferent de valoarea lui α_1 și $C_p h = 0,25 \cdot 10^{-2}$.

Ductilitatea de curbura

$$\mu_C = \frac{C_u}{C_p} = \frac{5,45}{0,25} = 21,8$$

Înălțimea zonei plastice de la baza diafragmei, cu formula (16.6)

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H = 0,4 \cdot 6,15 + 0,05 \cdot 24,25 = 3,70 \text{ m}$$

Capacitatea de rotire plastică, cu formula (16.5)

$$\theta_p = (C_u - C_p) l_p = \frac{C_u h - C_p h}{h} l_p = \frac{(5,45 - 0,25) 10^{-2}}{615} 370 = 3,13 \cdot 10^{-2}$$

b) Pentru sensul de acțiune de la dreapta spre stînga al încărcărilor orizontale

$$A_{a2} = 12 \varnothing 10 = 9,42 \text{ cm}^2; \alpha_2 = \frac{9,42}{15 \cdot 615} \cdot \frac{4\,050}{117} = 0,0353$$

$$A_t/A_i = 0$$

Din abaca 35, pentru $n_0 = 0,195$ și $\alpha_2 = 0,0353$, rezultă: $C_u h = 1,40 \cdot 10^{-2}$ și $C_p = 0,33 \cdot 10^{-2}$.

$$\mu_C = \frac{1,40}{0,33} = 4,24$$

$$\theta_p = \frac{(1,40 - 0,33) 10^{-2}}{615} 370 = 0,64 \cdot 10^{-2}$$

Pentru comparație, se recalculează în cazul (b) $C_u h$ cu formula aproximativă (16.1):

Armarea fiind aproximativ simetrică, poziția axei neutre este

$$x = \frac{N}{b\bar{R}_c} = \frac{210\,000}{15 \cdot 117} = 120 \text{ cm}$$

$$C_u h = \frac{\varepsilon_{bu}}{1,25x} h = \frac{0,0035}{1,25 \cdot 120} 615 = 1,43 \cdot 10^{-2}, \text{ față de } 1,40 \cdot 10^{-2}$$

obținută cu ajutorul abacelor.

17.

PROCEDEU BIOGRAFIC SIMPLIFICAT PENTRU ANALIZA POSTELASTICĂ A STRUCTURILOR CU DIAFRAGME.

17.1. Ipoteze de bază

Procedeul prezentat în cele ce urmează [IV.44, IV.45] se încadrează în categoria metodelor biografice simplificate, definite la paragraful 15.2 și este sistematizat pentru a putea fi abordat și într-un calcul manual. Principalele sale caracteristici în ceea ce privește ipotezele simplificatoare admise și modul de conducere a calculului sînt următoarele:

a) Încărcările orizontale se consideră ca forțe monoton crescătoare, aplicate static, efectuîndu-se calculul separat pentru sensul de acțiune de la stînga la dreapta și pentru cel de la dreapta la stînga.

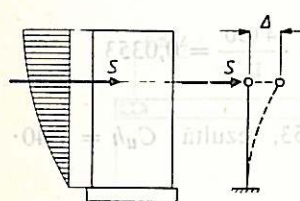


Fig. 17.1

b) Fiecare diafragmă în parte și structura în ansamblu se echivalează printr-un sistem cu un singur grad de libertate, caracterizat prin deplasarea laterală Δ de la nivelul rezultantei S a încărcărilor orizontale (fig. 17.1). Pe acest sistem se construiește diagrama $S-\Delta$, mărind treptat pe S și determinînd pe Δ la fiecare treaptă de încărcare.

c) La fiecare treaptă, se înregistrează apariția articulațiilor plastice la capetele riglelor de cuplare și la baza elementelor verticale și atingerea capacităților de rotire plastică respective. Riglele la ale căror capete se ajunge la cedare (epuizarea capacității de rotire a articulației plastice prin atingerea deformației specifice limită în betonul din zona comprimată sau în armătura întinsă) se consideră ieșite din lucru pentru treptele de încărcare următoare.

d) Ca stare limită ultimă a structurii, la care se oprește calculul, se consideră stadiul corespunzător atingerii primei cedări la baza unuia din elementele verticale.

e) Cu ajutorul diagramei $S-\Delta$ astfel construite, se poate aprecia cantitativ capacitatea structurii de a rezista la un cutremur cu caracteristici date, folosind unul din criteriile cunoscute:

— *criteriul deplasării* (compararea deplasării maxime capabile a structurii cu deplasarea indusă de cutremur);

— *criteriul energetic* (compararea energiei pe care o poate acumula structura prin deformare, măsurată prin aria diagramei $S-\Delta$, cu energia de indusă cutremur).

Este de remarcat că prin sistemul echivalent cu un grad de libertate luat în considerare conform fig. 17.1, se realizează o echivalență a energiei de deformație cu sistemul real, întrucît deplasarea Δ s-a luat la nivelul rezultantei S a încărcărilor orizontale.

17.2. Diagrama $S-\Delta$

Pentru o diafragmă cu mai multe șiruri de goluri, se obține o diagramă $S-\Delta$ de forma din fig. 17.2, a:

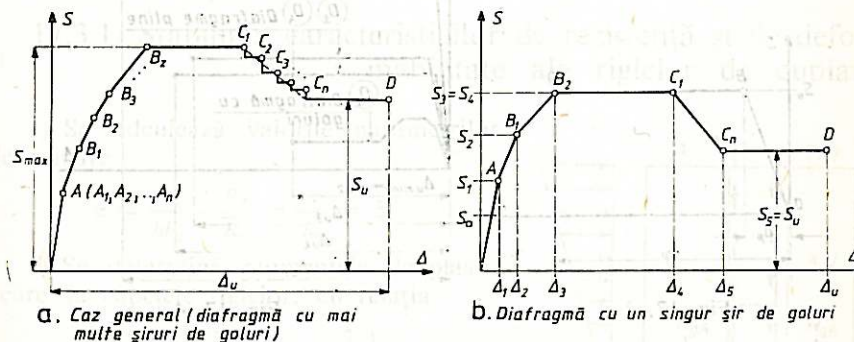


Fig. 17.2

— Porțiunea OA corespunde stadiului elastic, avînd ca limită superioară treapta de încărcare A_1 , la care se produce prima plastificare, la capetele riglei celei mai solicitate. În continuare, apar succesiv plastificări la capetele celorlalte rigle (punctele $A_2, A_3, \dots$). Riglele pot fi armate astfel ca plastificările să apară practic simultan la capetele lor, caz în care punctele $A_1, A_2, A_3, \dots$ se confundă într-un singur punct, notat în figură cu A .

— Treapta de încărcare B_1 corespunde apariției primei plastificări la baza unui montan. Dacă diafragma este corect alcătuită și armată, punctul B_1 nu intervine înaintea punctelor A .

— Cu $B_2, B_3, \dots, B_n$ s-au notat treptele la care se produc plastificări la bazele celorlalți montanți ai diafragmei.

— La treapta C_1 intervine prima cedare (epuizare a capacității de rotire a articulației plastice) la capetele unei rigle, care astfel iese din lucru, conducând la o scădere a forței orizontale capabile. În continuare, apar cedări similare la capetele celorlalte rigle (punctele $C_2, C_3, \dots, C_z$). Porțiunea în trepte $C_1, \dots, C_z$ a diagramei $S - \Delta$ se poate aproxima, fără erori semnificative, prin dreapta înclinată reprezentată punctat în figură.

— Starea limită ultimă se consideră atinsă la treapta de încărcare D , la care se produce prima cedare la baza unui montant. Forța orizontală capabilă ajunge în acest stadiul la valoarea S_u . La diafragmele corect alcătuite și armate, punctul D nu intervine înaintea punctelor C .

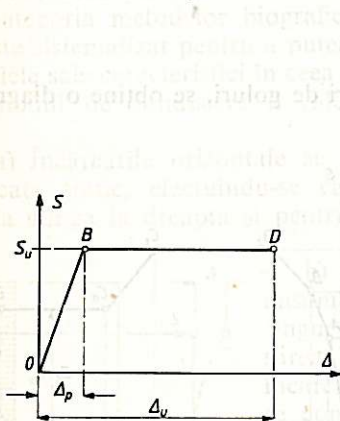


Fig. 17. 3

În cazul diafragmelor pline, se admite pentru diagrama $S - \Delta$ forma biliniară cu palier din fig. 17.3, neglijând diferența între S_p (la plastificare) și S_u (la cedare).

Pentru ansamblul unei structuri formate din diafragme pline și cu goluri, dacă se reprezintă suprapuse diagramele $S - \Delta$ determinate pentru diafragmele componente, se ajunge la forma din fig. 17.4. Starea limită ultimă a structurii, definită așa cum s-a arătat mai înainte, va fi dictată de diafragma cea mai puțin ductilă, respectiv cu cea mai mică valoare a deplasării ultime.

Energia absorbită de structură se calculează însumând ariile diagramei $S - \Delta$ ale diafragmelor componente, limitate la Δ_u minimă.

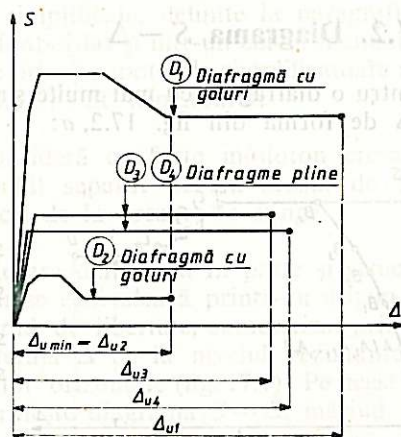


Fig. 17. 4

17.3. Succesiunea etapelor de calcul. Diafragme cu un șir de goluri

În cele ce urmează, succesiunea etapelor de calcul este prezentată pe cazul mai simplu al unei diafragme cu un singur șir de goluri. La paragrafele 17.4 și 17.5 sînt arătate apoi adaptările necesare în cazul diafragmelor cu mai multe șiruri de goluri și al celor pline. Pentru etapele de calcul s-a adoptat o numerotare, care se regăsește și în exemplul numeric 18.

Se presupun efectuate în prealabil:

— verificările preliminare ale secțiunilor diafragmelor cu relațiile din paragraful 13.1;

— calculul structurii în stadiul elastic la încărcările seismice convenționale;

— dimensionarea armăturilor elementelor verticale și ale riglelor de cuplare, cu respectarea procentelor minime de armare și a celorlalte condiții constructive.

17.3.1. Stabilirea caracteristicilor de rezistență și de deformabilitate ale riglelor de cuplare

1) Se calculează valorile parametrilor de armare

$$\alpha = \frac{A_a}{bh_0} \cdot \frac{\bar{R}_a}{\bar{R}_c} = \frac{x}{h_0} = \xi.$$

2) Se determină momentele de plastificare la capetele riglelor, cu relația

$$M_{rp} = b h_0^2 \bar{R}_c \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right).$$

3) În funcție de α , se găsesc în tabelul 9 curburile $h_r C_p$ și $h_r C_u$.

4) Se calculează lungimea de deformare plastică l_p , cu relația $l_p = 0,7 h_r \leq 0,5 l_r$ (v. § 16.3).

5) Se calculează capacitățile de rotire plastică la capetele riglelor, cu formula (16.5), sub forma

$$\theta_p = \frac{C_u h_r - C_p h_r}{h_r} l_p.$$

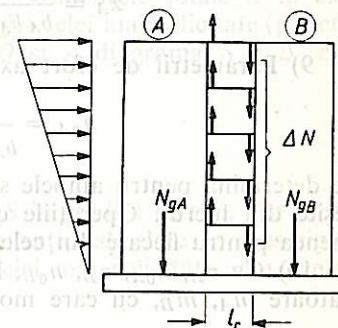


Fig. 17. 5

17.3.2. Stabilirea caracteristicilor de rezistență și deformabilitate pentru montanți

Întregul calcul care urmează se efectuează separat pentru cele două sensuri de acțiune a încărcărilor orizontale. Pozițiile montanților A și B în raport cu sensul de acțiune considerat sînt arătate în fig. 17.5.

6) Din calculul anterior al structurii în stadiul elastic se preiau valorile eforturilor axiale N_{gA} , N_{gB} la bazele celor doi montanți, din încărcările gravitaționale.

7) Se determină eforturile axiale totale N_A , N_B ținînd seama și de $\pm \Delta N$ (efectul indirect al încărcărilor orizontale), în situația cînd la capetele riglelor s-a ajuns la momentele de plastificare M_{rp} . Însușind pe verticală reacțiunile respective transmise montanților, se obține

$$\Delta N = \sum \frac{2 M_{rp}}{l_r}$$

$$N_A = N_{gA} - \Delta N; \quad N_B = N_{gB} + \Delta N.$$

În stadiul cînd la capetele riglelor s-a ajuns la cedare (riglele ieșite din lucru), $\Delta N = 0$ și deci $N_A = N_{gA}$; $N_B = N_{gB}$.

8) Pentru fiecare din cei doi montanți, se calculează valorile parametrilor de armare

$$\alpha_A = \frac{A_{aA}}{b_A h_A} \cdot \frac{\bar{R}_a}{\bar{R}_c}; \quad \alpha_B = \frac{A_{aB}}{b_B h_B} \cdot \frac{\bar{R}_a}{\bar{R}_c}.$$

9) Parametrii de efort axial

$$n_{0A} = \frac{N_A}{b_A h_A \bar{R}_c}; \quad n_{0B} = \frac{N_B}{b_B h_B \bar{R}_c}$$

se determină pentru ambele stadii de mai înainte (rigle plastificate și rigle ieșite din lucru). Operațiile care urmează (10—13) se efectuează de asemenea pentru fiecare din cele două stadii de solicitare la capetele riglelor.

10) Cu α_A , n_{0A} , α_B , n_{0B} , în abacele 1—34 se găsesc valorile corespunzătoare m_A , m_B , cu care momentele capabile sînt

$$M_A = m_A b_A h_A^2 \bar{R}_c; \quad M_B = m_B b_B h_B^2 \bar{R}_c$$

Observații

— În cazul diafragmelor nesimetrice, se face și corecția conform relației (13.19): $M_{cap} = M \pm N e_g$, unde e_g este distanța de la centrul de greutate al secțiunii de beton pînă la mijlocul înălțimii h a secțiunii.

— La diafragmele cu secțiuni de forme oarecare, pentru care nu sînt date abace, determinarea momentelor capabile se face conform pct. 13.2.4.

11) Cu α_A , n_{0A} , α_B , n_{0B} , în abacele 35—68 se găsesc valorile curburilor hC_p , hC_u .

12) Se calculează l_p cu relațiile (16.6) sau (16.7), după cazul din fig. 16.11 în care se încadrează diafragma

$$l_p = 0,4 h + 0,05 H$$

sau

$$l_p = (0,7 \dots 1,0) H.$$

13) Capacitățile de rotire ale zonelor plastice de la bazele celor doi montanți se calculează cu formula (16.5) sub forma

$$\theta_p = \frac{C_u h - C_p h}{h} l_p.$$

Observație. Privitor la mersul calculului în operațiile 11—13 vezi și exemplul numeric 17 de la sfîrșitul cap. 16.

17.3.3. Treapta I de încărcare (stadiul elastic, pînă la apariția primei articulații plastice la capetele unei rigle) (zona OA din fig. 17.2, b)

14) Se calculează intensitatea S_1 a forței orizontale totale S la care apare prima articulație plastică la capetele riglei celei mai solicitate (punctul A din fig. 17.2). Dacă se admite că între O și A diagrama $S - \Delta$ este liniară, atunci există proporționalitatea

$$\frac{S_1}{S_0} = \frac{M_{rp}}{M_r}$$

unde: S_0 este intensitatea forței orizontale S în stadiul elastic, din încărcările seismice orizontale convenționale date în prescripții;

M_r — momentul la capătul riglei celei mai solicitate, din același calcul.

Deci:

$$S_1 = S_0 \frac{M_{rp}}{M_r}. \quad (17.1)$$

15) Deplasarea laterală Δ_1 la nivelul $2H/3$, corespunzătoare intensității S_1 a forței S , reprezintă o deplasare elastică, deci de mărime relativ redusă în raport cu deplasarea elasto-plastică totală. De aceea, se admite să fie calculată în mod simplificat, și anume:

— În expresia săgeții la nivelul considerat a unei console de înălțime H , încărcată cu forțe laterale distribuite triunghiular pe înălțime și având rezultanta S_1

$$\Delta_1 = \frac{11 S_1 H^3}{105 EI} \quad (17.2)$$

se introduce $I = \bar{I}_{es}$ — momentul de inerție echivalent dat de formula (9.9), care ține seama de influența rigidităților riglelor și include și pe cea a deformațiilor produse de forțele tăietoare și de eforturile axiale din montanți. Se face deci abstracție de faptul că $\bar{I}_{es}$ a fost dedus pentru calculul săgeții la nivelul caracteristic ($\sim 0.8 H$), folosind aceeași valoare și pentru determinarea săgeții la nivelul $2H/3$.

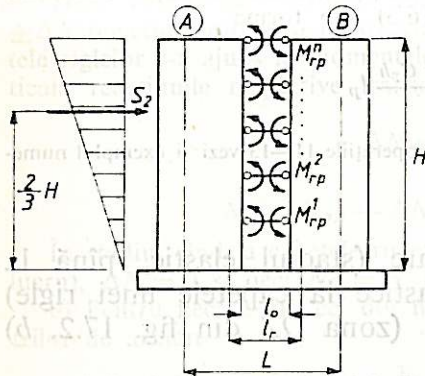


Fig. 17.6

— Având în vedere că valoarea Δ_1 calculată se menține apoi constantă și în stadii mai avansate de solicitare, cumându-se cu deplasările post-elastice, se introduce pentru modulul de elasticitate E o valoare micșorată față de E_b , prin care să se țină seama de stadiul de fisurare a montanților (fisuri normale și înclinate), de deformațiile suplimentare datorite lunecării armăturilor verticale ale montanților în zona de la bază etc. După lucrarea [IV.40], se poate lua $E_{echiv} \approx 0,5E_b$. Deci

$$\Delta_1 = \frac{11 S_1 H^3}{105 \cdot 0,5 E_b \bar{I}_{es}} \approx \frac{0,2 S_1 H^3}{E_b \bar{I}_{es}} \quad (17.3)$$

Din aceleași considerente, se admite simplificarea de a concentra punctele $A_1, \dots, A_z$ din fig. 17.2 într-un punct unic A , ceea ce presupune că plastificările apar practic simultan la capetele tuturor riglelor.

17.3.4. Treapta II de încărcare, de la S_1 pînă la apariția primei plastificări la baza unui montanț (zona AB_1 din fig. 17.2, b)

În acest domeniu, presupunînd că nu intervin încă ruperi la capetele riglelor, momentele M_{rp} transmise de rigle montanților se mențin constante. În consecință, cei doi montanți devin console verticale încastrate la bază

și încărcate cu forțele exterioare orizontale și cu momentele M_{rp} cunoscute (fig. 17.6).

Se notează:

S_2 — intensitatea forței orizontale totale S la care apare prima plastificare la baza unui montanț;

M_{2A}, M_{2B} — momentele la bazele celor doi montanți, corespunzătoare treptei de încărcare S_2 ;

I_{mA}, I_{mB} — momentele de inerție ale secțiunilor montanților A și B .

16) Forța S_2 se distribuie celor doi montanți proporțional cu rigiditățile lor, respectiv cu momentele de inerție echivalente calculate cu formula (9.9). Întrucît rigiditățile riglelor nu mai intervin în această fază, formula (9.9) se aplică la fel ca pentru diafragme pline ($\eta_s = 1$), deci sub forma

$$\bar{I}_{esA} = \frac{I_{mA}}{1 + \nu_s \frac{I_{mA}}{A_{mtA} H^2}}; \quad \bar{I}_{esB} = \frac{I_{mB}}{1 + \nu_s \frac{I_{mB}}{A_{mtB} H^2}} \quad (17.4)$$

unde ν_s se ia din tabelul 10 (v. vol. I).

Momentul transmis de o riglă montanțului A , în axa acestuia, va fi

$$M_{rp} \frac{L_A}{l_r/2}.$$

17) Momentele încovoietoare la baza celor doi montanți

$$M_{2A} = \frac{2}{3} H S_2 \frac{\bar{I}_{esA}}{\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}} - \sum_i M_{rp} \frac{L_A}{l_r/2} \quad (17.5)$$

$$M_{2B} = \frac{2}{3} H S_2 \frac{\bar{I}_{esB}}{\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}} - \sum_i M_{rp} \frac{L_B}{l_r/2}.$$

Se observă că în expresiile (17.5) s-a admis că riglele sînt plastificate la ambele lor capete înainte de atingerea treptei de încărcare S_2 . În realitate, mai ales cînd există diferențe mari de rigiditate între montanți, este posibil ca în treapta S_2 riglele să nu fie plastificate decît la un capăt, cel mai solicitat (dinspre montanțul mai rigid). Luarea în considerare a acestei posibilități ar complica destul de mult calculul, iar influența ei asupra diagramei $S - \Delta$ are un caracter local (zona $A-B$ din fig. 17.2), cu efecte nesemnificative asupra mărimii deplasărilor laterale. De aceea, pentru simplitate, s-a admis schema de calcul cu M_{rp} la ambele capete ale riglelor.

18) Egalînd pe M_{2A} și M_{2B} cu momentele capabile ale secțiunilor de la bazele montanților, deduse la pct. 10, se găsesc două valori pentru S_2 . Cea mai mică din acestea indică montanțul care s-a plastificat primul.

19) Suplimentul de deplasare ($\Delta_2 - \Delta_1$) corespunzător la ($S_2 - S_1$) se calculează ca pentru doi montanți în consolă legați între ei prin rigle

fără rigiditate la încovoiere (pendulare). Deci formula (17.3) se aplică sub forma

$$\Delta_2 - \Delta_1 = \frac{0,2(S_2 - S_1) H^3}{E_b [\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}]} \quad (17.6)$$

de unde:

$$\Delta_2 = \Delta_1 + \frac{0,2(S_2 - S_1) H^3}{E_b [\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}]}$$

20) La încheierea treptei de încărcare S_2 , este necesar să se verifice dacă rotirile din articulațiile plastice de la capetele riglelor se înscriu în capacitățile de rotire respective.

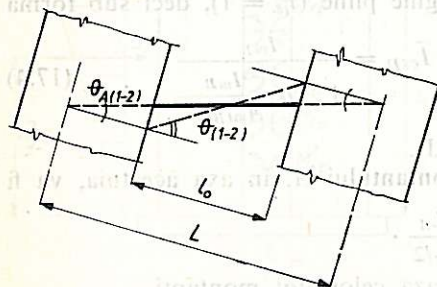


Fig. 17.7

Aceeași relație se poate utiliza cu suficientă aproximație și în cazul montanților inegali.

În această treaptă de încărcare montanții lucrează ca niște console verticale încastrate la bază, cu încărcare laterală distribuită triunghiular pe înălțime. Din ecuația fibrei medii deformate a unei console cu această încărcare, rotirile $\theta_{A(2-1)}$ rezultă sub forma

$$\theta_{A(2-1)} = \frac{(S_2 - S_1) H^3}{0,5 E_b [\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}]} U_0 \quad (17.8)$$

unde: $U_0 = \frac{\xi(\xi^3 - 6\xi + 8)}{12}$;

$\xi = \frac{x}{H}$ (x fiind înălțimea de la baza diafragmei pînă la rigla considerată).

În tabelul 10 [IV.45] s-au dat valorile coeficienților U_0 pentru diafragme cu 5—11 niveluri.

21) θ_{2-1} se deduc din $\theta_{A(2-1)}$ cu relația (17.7) și se compară cu θ_p calculate la pct. 5.

17.3.5. Treapta III de încărcare, de la S_2 pînă la apariția plastificării la baza celui de la doilea montant (zona B_1B_2 din fig. 17.2, b)

Se notează cu S_3 intensitatea forței orizontale totale S la care se produce plastificarea la baza celui de al doilea montant.

În domeniul ($S_2 \dots S_3$), schema de calcul a diafragmei este cea din fig. 17.8 [sistem de ($n-1$) ori static nedeterminat]. Baza montantului A fiind plastificată, întregul moment încovoiător la bază din încărcarea ($S_3 - S_2$) este preluat de montantul B , ca și cum acesta ar fi o consolă simplă.

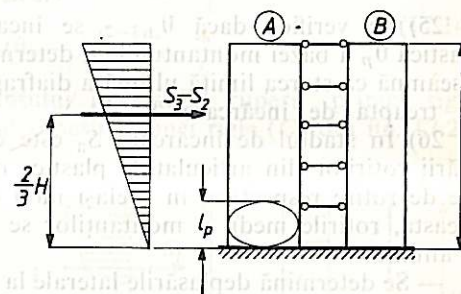


Fig. 17.8

22) Momentul la baza montantului B , din încărcarea ($S_3 - S_2$), va fi deci ($S_3 - S_2$) $2H/3$. Momentul total din încărcarea S_3

$$M_{3B} = M_{2B} + (S_3 - S_2) \frac{2H}{3} \quad (17.9)$$

Din egalitatea $M_{3B} = M_{Bcap}$, se deduce mărimea forței orizontale S_3 la care se plastifică baza montantului B .

23) Deplasările laterale diferă față de cele ale unei console simple, datorită legăturilor pendulare intermediare între cei doi montanți. În tabelele 11—13 sînt dați coeficienți pentru calculul pe schema din fig. 17.8 al deplasărilor laterale dintr-o încărcare orizontală distribuită triunghiular pe înălțime, pentru diafragme cu 9, 10 și 11 niveluri [IV.45], în funcție de raportul între momentele de inerție echivalente ale celor doi montanți. Cu coeficienții U_Δ din tabele, deplasările în dreptul riglelor și la nivelul $2H/3$, din încărcarea ($S_2 - S_2$), se calculează cu relația

$$\Delta_3 - \Delta_2 = U_\Delta \frac{(S_3 - S_2) H^3}{0,5 E_b \bar{I}_{esB}} \quad (17.10)$$

unde B este montantul încă neplastificat la bază.

Rezultă:

$$\Delta_3 = \Delta_2 + U_\Delta \frac{(S_3 - S_2) H^3}{0,5 E_b \bar{I}_{esB}} \quad (17.11)$$

24) Rotirea plastică $\theta_{A(3-2)}$ la baza montantului A în treapta ($S_2 \dots S_3$) rezultă din deformata diafragmei, determinată pe schema din fig. 17.8.

În tabelul 14 sînt dați, pentru diafragme cu 9—11 niveluri, în funcție de raportul $\bar{I}_{esB}/\bar{I}_{esA}$, valorile coeficienților U_0 , cu care

$$\theta_{A(3-2)} = U_0 \frac{(S_3 - S_2) H^2}{0,5 E_b [\bar{I}_{esA} + \bar{I}_{esB}]} \quad (17.12)$$

25) Se verifică dacă $\theta_{A(3-2)}$ se încadrează în capacitatea de rotire plastică θ_p a bazei montantului A , determinată la pct. 13. Dacă $\theta_{A(3-2)} \geq \theta_p$, înseamnă că starea limită ultimă a diafragmei cu goluri a fost atinsă înainte de treapta de încărcare S_3 .

26) În stadiul de încărcare S_3 este din nou necesară verificarea încădrării rotirilor din articulațiile plastice de la capetele riglelor în capacitățile de rotire respective, în același mod ca în operațiile 20 și 21. De data aceasta, rotirile medii a montanților se stabilesc pe schema din fig. 17.8, și anume:

— Se determină deplasările laterale la nivelul fiecărei rigle, din $(S_3 - S_2)$, folosind tot coeficienții U_Δ din tabelele 11—13 și formula (17.10).

— Considerînd 3 rigle succesive $j-1, j, j+1$, rotirea fibrei medii deformate a montantului B în dreptul riglei j se deduce din deplasările $\Delta_{j-1}, \Delta_j, \Delta_{j+1}$ astfel calculate, cu relația

$$\theta_j \approx \frac{1}{2} \left[\frac{\Delta_{j+1} - \Delta_j}{H_e} + \frac{\Delta_j - \Delta_{j-1}}{H_e} \right] = \frac{\Delta_{j+1} - \Delta_{j-1}}{2 H_e}$$

unde H_e este înălțimea unui etaj.

Introducînd pentru $\Delta_{j-1}, \Delta_j, \Delta_{j+1}$ expresiile (17.10) în funcție de coeficienții U_Δ din tabelele 11—13, se obține

$$\theta_j = \frac{1}{2} \frac{[U_\Delta(j+1) - U_\Delta(j-1)]}{2} \cdot \frac{(S_3 - S_2) H^3}{0,5 E_b \bar{I}_{es(B)} H_e}$$

27) Rotirile plastice θ_{3-2} la capetele riglelor din treapta $(S_2 \dots S_3)$ rezultă în funcție de θ_j cu relația (17.7)

$$\theta_{3-2} = \frac{L}{l_0} [U_\Delta(j+1) - U_\Delta(j-1)] \frac{(S_3 - S_2) H^3}{E_b \bar{I}_{es(B)} H_e} \quad (17.13)$$

28) Se cumulează θ_{3-1} de la pct. 20 cu θ_{3-2} de la pct. 26 și se obțin rotirile plastice totale $\theta_{3-1} = \theta_{3-1} + \theta_{3-2}$ la capetele riglelor, care se compară cu capacitățile de rotire respective θ_p calculate la pct. 5.

17.3.6. Treapta IV de încărcare, de la S_3 pînă la atingerea succesivă a ruperii la capetele tuturor riglelor (zona $B_2 - C_1 - \dots C_n$ din fig. 17.2, b)

29) Prin calculul diferențelor $\theta_p - \theta_{3-1}$, se identifică rigla care iese prima din lucru ($\theta_p - \theta_{3-1} = \min$) și cea care iese din lucru ultima ($\theta_p - \theta_{3-1} = \max$). Pentru aceste două cazuri extreme se determină

suplimentele corespunzătoare de rotiri ale fibrei medii a montantului B , printr-o operație inversă celei efectuate cu formula (17.7)

$$\begin{aligned} \theta_{B(3-1) \min} &= (\theta_p - \theta_{3-1})_{\min} \cdot \frac{l_0}{L} \\ \theta_{B(3-1) \max} &= (\theta_p - \theta_{3-1})_{\max} \cdot \frac{l_0}{L} \end{aligned} \quad (17.14)$$

Se obțin astfel rotirile montantului în stadiul ruperii primei rigle (punctul C_1 din fig. 17.2) și în cel al ruperii ultimei rigle (C_n din fig. 17.2).

30) Întrucît în acest domeniu ambii montanți sînt plastificați la bază, deformația montantului B este o rotire de corp rigid (fig. 17.9), astfel că suplimentul de deplasare la nivelul $2 H/3$ al forței S va fi

$$\Delta_4 - \Delta_3 = \theta_{B(3-1)} \frac{2 H}{3}$$

Se notează cu:

Δ_4, Δ_5 — mărimile deplasării Δ în stadiile de

deformare corespunzătoare punctelor C_1 și C_n din fig. 17.2;
 S_4, S_5 — intensitățile respective ale forței orizontale totale S ;

$$\begin{aligned} \Delta_4 &= \Delta_3 + \theta_{B(3-1) \min} \frac{2 H}{3} \\ \Delta_4 &= \Delta_3 + \theta_{B(3-1) \max} \frac{2 H}{3} \end{aligned} \quad (17.15)$$

31) Între Δ_3 și Δ_4 schema statică a diafragmei nu s-a modificat, iar deformarea este pur plastică, deci $S_4 = S_3$ calculată la pct. 22.

În treapta de încărcare S_5 , toate riglele sînt ieșite din lucru, deci S_4 trebuie determinată în funcție de momentele capabile la bazele celor doi montanți, corespunzătoare acestui stadiu, calculate la pct. 10.

$$S_5 = \frac{M_{Acap} + M_{Bcap}}{2 H/3} < S_4 \quad (17.16)$$

17.3.7. Treapta V de încărcare, de la S_5 pînă la atingerea ruperii la baza primului montant

32) În acest domeniu, ambii montanți continuă să se deformeze printr-o rotire de corp rigid. Forța orizontală S nu mai crește față de S_5 , deci în stadiul ultim: $S_u = S_5$.

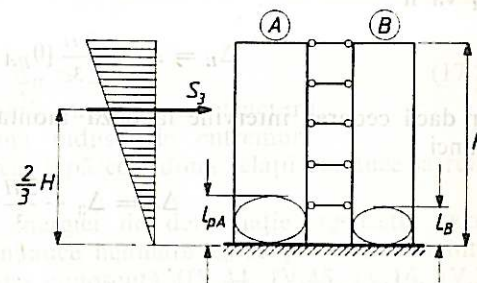


Fig. 17. 9

Stadiul ultim al diafragmei fiind definit prin atingerea capacității de rotire plastică la baza celui mai solicitat montanș, rotirea acestuia ajunge la valoarea θ_p calculată la pct. 13 și care în continuare va fi notată cu θ_{pA} sau θ_{pB} în funcție de montanșul la care intervine. Rotirile plastice cumulate vor fi:

- pentru montanșul A: $\theta_{pA} - \theta_{A(3-2)}$;
- pentru montanșul B: θ_{pB} .

Dacă primul montanș la care se atinge capacitatea de rotire la bază este A [$\theta_{pA} - \theta_{A(3-2)} < \theta_{pB}$], atunci deplasarea ultimă la nivelul forței S_u va fi

$$\Delta_u = \Delta_3 + \frac{2H}{3} [\theta_{pA} - \theta_{A(3-2)}] \quad (17.17)$$

iar dacă cedarea intervine la baza montanșului B [$\theta_{pA} - \theta_{A(3-2)} > \theta_{pB}$], atunci

$$\Delta_u = \Delta_3 + \frac{2H}{3} \theta_{pB} \quad (17.18)$$

17.3.8. Verificarea finală a capacității de deformare plastică a diafragmei și a structurii în ansamblu

33) Cu valorile $S_1, \dots, S_u$ și $\Delta_1, \dots, \Delta_u$, se trasează diagrama $S - \Delta$ pentru fiecare diafragmă. Se consideră ca deplasare ultimă capabilă a structurii în ansamblu cea mai mică dintre valorile Δ_u ale diafragmelor componente.

Compararea valorilor Δ_u ale diafragmelor care compun structura scoate în evidență și eventualele discrepante sub acest aspect, permițând luarea măsurilor necesare pentru eliminarea lor. De exemplu, dacă una din diafragme prezintă o valoare Δ_u disproporționat de mică în raport cu celelalte, dimensiunile și armarea ei pot fi corectate pentru a-i conferi sporul de ductilitate necesar. Posibilitatea scoaterii în evidență a unor asemenea aspecte constituie de altfel unul din principalele avantaje practice ale metodei de calcul expuse.

34) Verificarea siguranței construcției în raport cu un cutremur cu parametri dați constă în compararea caracteristicilor de deformare elasto-plastică ale structurii (deplasarea maximă capabilă sau energia de deformare dezvoltată în stadiul ultim de solicitare) cu valorile mărimilor corespunzătoare induse de cutremurul considerat. Acestea din urmă se pot stabili în mod simplificat printr-o analiză dinamică neliniară pe un sistem echivalent cu un singur grad de libertate, cu comportare elasto-plastică și avînd rigiditatea în stadiul elastic și capacitatea portantă a structurii

reale, ceea ce corespunde de fapt aproximării diagramei reale $S - \Delta$ a structurii printr-o diagramă de formă biliniară cu palier. Pentru efectuarea analizei dinamice neliniare, se dispune în R. S. România de programe de calcul automat, elaborate de I.P.C.T., de Catedra Construcției din beton armat a Institutului de construcții București și de Institutul de proiectări « Carpați ».

Condiția de siguranță se poate exprima printr-una din relațiile:

$$E_u \geq E_s \quad (17.19)$$

unde: E_u este energia dezvoltată de structură în stadiul ultim;

E_s — energia indusă de cutremur,

sau

$$\Delta_u \geq \Delta_s \quad (17.20)$$

unde: Δ_u este deplasarea maximă capabilă a structurii;

Δ_s — deplasarea maximă indusă de cutremur.

Este de subliniat că verificarea după cele două relații conduce la rezultate diferite.

Dacă se folosește criteriul energiei de deformare, respectiv relația (17.19), în lipsa unei analize dinamice neliniare E_s se poate evalua într-o primă aproximație folosind relația cunoscută [IV.44, IV.45, IV.16, IV.23]

$$E_s = \frac{\varepsilon m v^2}{2} = \frac{\varepsilon G v^2}{2g} \quad (17.21)$$

unde: $m = \frac{G}{g}$ este masa construcției;

T — încărcarea gravitațională totală;

$g = 981 \text{ cm/s}^2$;

v — ordonata spectrului elastic al vitezelor pentru cutremurul considerat, corespunzătoare perioadei proprii de vibrație a construcției și factorului de amortizare critică ν specific tipului de structură respectiv (la structurile cu diafragme din beton armat: $\nu = 0,05$);

ε — coeficientul de echivalență între sistemul cu un singur grad de libertate și cel real cu mai multe grade de libertate, conform normativului P.100-81.

17.4. Diafragme cu mai multe șiruri de goluri

Pentru ca modul de calcul expus în cadrul paragrafului 17.3 să poată fi aplicat și la diafragme cu mai multe șiruri de goluri, acestea se reduc la diafragme echivalente cu un singur șir de goluri, cu observația că la

fiecare treaptă caracteristică de încărcare, o dată cu modificarea schemei statice prin apariția de articulații plastice, se schimbă și modul de echivalare (fig. 17.10):

— În treapta I de încărcare (stadiul elastic, conform pct. 17.3.3), se aplică procedeul diafragmei înlocuitoare, cunoscut din calculul în domeniul elastic, prezentat detaliat în paragraful 8.5 (fig. 17.10, a);

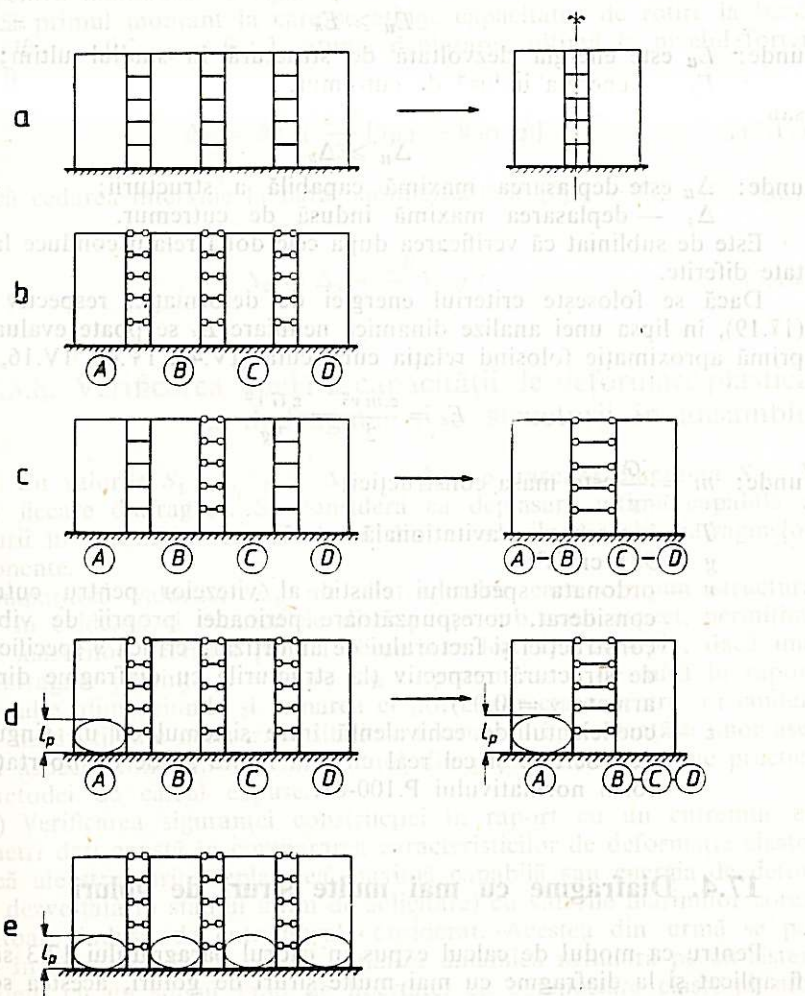


Fig. 17.10

— În treapta II (capetele riglelor plastificate, conform pct. 17.3.4), schema devine cea din fig. 17.10, b, deci relațiile (17.5) se aplică la fel ca pentru o diafragmă cu un singur șir de goluri, introducând la numitor suma momentelor de inerție echivalente ale tuturor montanților. Dacă într-o treaptă de încărcare intermediară au intervenit articulații plastice la capetele unui singur șir de goluri, de exemplu între montanții B și C din fig. 17.10, c, atunci grupurile A—B și C—D intervin ca diafragme cu goluri cu riglele rămase în domeniul elastic, deci cu momentele lor de inerție echivalente calculate în consecință. Relațiile (17.5) se aplică pe această schemă.

— În treapta III (prima plastificare la baza unui montant, conform pct. 17.3.5), restul montanților se echivalează printr-unul singur (fig. 17.10, d), introducând la numitorul relației (17.11) suma momentelor lor de inerție echivalente. Același mod de calcul se aplică în continuare pe măsura plastificării succesive la bazele celorlalți montanți.

— În treptele IV și V (v. pct. 17.3.6 și 17.3.7), în care toți montanții sînt plastificați la bază, calculul se face la fel ca pentru o diafragmă cu un singur șir de goluri (fig. 17.10, e).

17.5. Diafragme pline

În cazul diafragmelor pline, calculul se reduce la treptele de încărcare II și V (fig. 17.11)

Menținînd aceleași ipoteze ca și la diafragmele cu goluri, diagrama $S - \Delta$ are forma biliniară cu palier din figură.

În treapta II (plastificare la baza diafragmei), S_2 se deduce din momentul capabil, cu relația

$$S_2 = \frac{M_{cap}}{2H/3}$$

iar Δ_2 se calculează cu formula (17.3), sub forma

$$\Delta_2 = \frac{0,2 S_2 H^3}{E_b I_{es}}$$

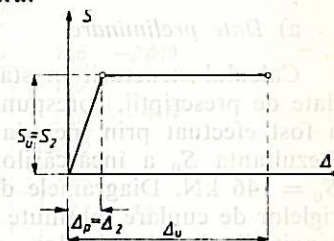


Fig. 17.11

În treapta V (rupere la baza diafragmei), $S_u = S_2$, iar $\Delta_u = \Delta_2 + \frac{2H}{3}\theta_p$, unde θ_p se determină în modul arătat la pct. 17.3.2, operația 13.

Exemplul de calcul 18. Verificarea capacității de deformare plastică a unei structuri cu diafragme.

Calculul se face pentru structura din exemplul 10 (fig. 9.14), la încărcări orizontale seismice acționând transversal construcției. Se iau ca bază datele cutremurului din 4 martie 1977, înregistrate la București. Spectrul elastic de viteze, pentru structuri cu diafragme de beton armat ($\nu = 0,05$) este arătat în fig. 17.12.

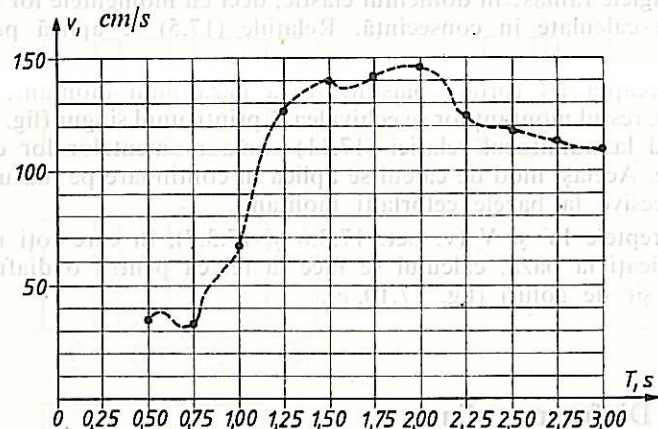


Fig. 17.12

Se detaliază calculul pentru una din diafragme și anume DT2 din fig. 9.14, ale cărei date geometrice au fost determinate în cadrul exemplului de calcul 3 din vol. I (v. fig. 8.23). Secțiunea activă de beton și armarea sînt prezentate în fig. 17.13.

a) Date preliminare

Calculul structurii în stadiul elastic, la încărcările orizontale seismice date de prescripții, corespunzătoare unui grad de protecție antiseismică 8, a fost efectuat prin metoda structurii continue înlocuitoare (v. cap. 10). Rezultanta S_0 a încărcărilor orizontale repartizate diafragmei DT2 este $S_0 = 146$ kN. Diagramele de momente în cei doi montanți și la capetele riglelor de cuplare, obținute din acest calcul (în kNm), precum și armările longitudinale ale riglelor, sînt arătate în fig. 17.14.

Încărcări gravitaționale: pe montantul A, $N_{gA} = 1\,000$ kN; pe montantul B, $N_{gB} = 750$ kN; pe structura în ansamblu: $\Sigma N = 30\,000$ kN.

Se utilizează beton B 15, cu $E_b = 230\,000$ daN/cm². Armăturile sînt din oțel PC 52 la montanți și OB 37 la rigle. Rezistențe de calcul ale betonului și armăturilor:

Fig. 17.13

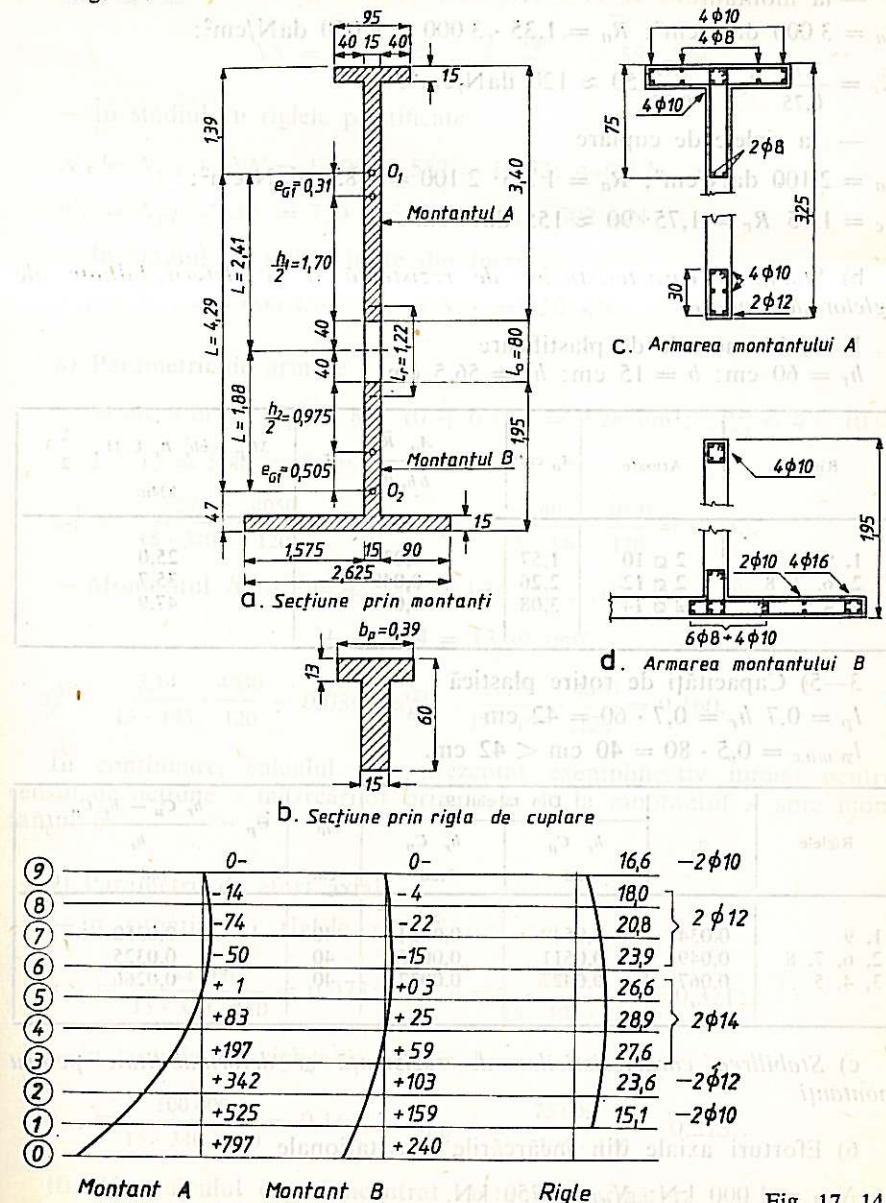


Fig. 17.14

— la montanți

$$R_a = 3\,000 \text{ daN/cm}^2; \bar{R}_a = 1,35 \cdot 3\,000 = 4\,050 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\bar{R}_c = \frac{1,75}{0,75} R_c = \frac{1,75}{0,75} 50 \approx 120 \text{ daN/cm}^2;$$

— la riglele de cuplare

$$R_a = 2\,100 \text{ daN/cm}^2; \bar{R}_a = 1,35 \cdot 2\,100 = 2\,850 \text{ daN/cm}^2;$$

$$\bar{R}_c = 1,75 R_c = 1,75 \cdot 90 \approx 155 \text{ daN/cm}^2.$$

b) Stabilirea caracteristicilor de rezistență și de deformabilitate ale riglelor de cuplare

1—2) Momentele de plastificare

$$h_r = 60 \text{ cm}; b = 15 \text{ cm}; h_0 = 56,5 \text{ cm}.$$

Riglele	Armare	$A_a \text{ cm}^2$	$\alpha = \frac{A_a \bar{R}_a}{b h_0 \bar{R}_c} = \xi$	$M_{rp} = b h_0^2 R_c \xi (1 - \frac{\xi}{2})$ kNm
1, 9	2 Ø 10	1,57	0,034	25,0
2, 6, 7, 8	2 Ø 12	2,26	0,049	35,7
3, 4, 5	2 Ø 14	3,08	0,067	47,9

3—5) Capacități de rotire plastică

$$l_p = 0,7 h_r = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ cm}$$

$$l_{p \max} = 0,5 \cdot 80 = 40 \text{ cm} < 42 \text{ cm}.$$

Riglele	α	Din tabelul 9		l_p cm	$\Theta_p = \frac{h_r C_u - h_r C_p}{h_r} l_p$ rad
		$h_r C_u$ rad	$h_r C_p$ rad		
1, 9	0,034	0,0549	0,0024	40	0,0350
2, 6, 7, 8	0,049	0,0511	0,0025	40	0,0325
3, 4, 5	0,067	0,0427	0,0027	40	0,0266

c) Stabilirea caracteristicilor de rezistență și deformabilitate pentru montanți

6) Eforturi axiale din încărcările gravitaționale

$$N_{gA} = 1\,000 \text{ kN}; N_{gB} = 750 \text{ kN}.$$

$$7) \Sigma M_{rp} = 2 \cdot 25,0 + 4 \cdot 35,7 + 3 \cdot 47,9 = 336,5 \text{ kNm}.$$

$$\Delta N = \frac{2 \Sigma M_{rp}}{l_r} = \frac{2 \cdot 336,5}{1,22} = 552 \text{ kN}.$$

— În stadiul cu riglele plastificate

$$N_A = N_{gA} \pm \Delta N = 1\,000 \pm 552 = 1\,552; 448 \text{ kN}$$

$$N_B = N_{gB} \mp \Delta N = 750 \mp 552 = 198; 1\,302 \text{ kN}$$

— În stadiul cu riglele ieșite din lucru

$$N_A = N_{gA} = 1\,000 \text{ kN}; N_B = N_{gB} = 750 \text{ kN}.$$

8) Parametrii de armare

$$\text{— Montantul } A: A_{aA}^{(1)} = 8 \cdot 10 + 6 \cdot 8 = 9,28 \text{ cm}^2; A_{aA}^{(2)} = 4 \cdot 10 + 2 \cdot 12 = 5,40 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha_A^{(1)} = \frac{9,28}{15 \cdot 340} \cdot \frac{4050}{120} = 0,060; \alpha_A^{(2)} = \frac{5,40}{15 \cdot 340} \cdot \frac{4050}{120} = 0,035.$$

$$\text{— Montantul } B: A_{aB}^{(1)} = 4 \cdot 10 = 3,14 \text{ cm}^2; A_{aB}^{(2)} = 6 \cdot 8 + 6 \cdot 10 + 4 \cdot 14 = 13,89 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha_B^{(1)} = \frac{3,14}{15 \cdot 195} \cdot \frac{4050}{120} = 0,036; \alpha_B^{(2)} = \frac{13,89}{15 \cdot 195} \cdot \frac{4050}{120} = 0,160.$$

În continuare, calculul este prezentat exemplificativ numai pentru sensul de acțiune a încărcărilor orizontale de la montantul A spre montantul B.

9) Parametrii de efort axial

— în situația cu riglele plastificate

$$n_{0A} = \frac{44\,800}{15 \cdot 340 \cdot 120} = 0,073; n_{0B} = \frac{130\,200}{15 \cdot 195 \cdot 120} = 0,371;$$

— în situația cu riglele ieșite din lucru

$$n_{0A} = \frac{100\,000}{15 \cdot 340 \cdot 120} = 0,163; n_{0B} = \frac{75\,000}{15 \cdot 195 \cdot 120} = 0,213.$$

10—13) Calculul este concentrat în tabelul următor.

Montantul	A		B	
A_t / A_i	0 (capăt lamelor)		> 0,80	
α_A, α_B	0,060		0,035	
e_G (m) (v. fig. 17. 13. a)	0,310		0,505	
Stadiul de solicitare la capetele riglelor	Plastificate	Ieșite din lucru	Plastificate	Ieșite din lucru
N_A, N_B (daN)	44 800	100 000	130 200	75 000
n_{0A}, n_{0B}	0,073	0,163	0,371	0,213
Abaca nr.	1	1	17	17
din abacă: m_A, m_B	0,086	0,117	0,213	0,140
M_A, M_B (kNm)	1789	2434	1458	958
$N_A e_G, N_B e_G$ (kNm)	+138	+310	-660	-379
$M_{cap} = M \pm N e_G$ (kNm)	1927	2744	798	579
Abaca nr.	35	35	51	51
Din abacă:	$h C_u$	0,0330	0,0158	0,0550
	$h C_p$	0,0035	0,0035	0,0025
$I_p = 0,4h + 0,05 H$ (m)	$0,4 \cdot 3,40 + 0,05 \cdot 24,75 = 2,60$		$0,4 \cdot 1,95 + 0,05 \cdot 24,75 = 2,02$	
θ_p	0,0225	0,0094	0,0544	0,0538

d) Treapta I de încărcare ($0 \dots S_1$)

14) Rigla cea mai solicitată (v. fig. 17.14) este cea de la nivelul 4, cu $M_r = 28,9$ kNm. La pct. 1—2 s-a calculat pentru această riglă $M_{rp} = 47,9$ kNm. $S_0 = 146$ kN. Cu formula (17.1)

$$S_1 = S_0 \frac{M_{rp}}{M_r} = 146 \frac{47,9}{28,9} = 242,0 \text{ kN} = 24\,200 \text{ daN.}$$

15) Din exemplul de calcul 7, pentru diafragma DT2 momentul de inerție echivalent este $\bar{I}_{es} = 3,067 \text{ m}^4$. Cu formula (17.3):

$$\Delta_1 = \frac{0,2 S_1 H^3}{E_b \bar{I}_{es}} = \frac{0,2 \cdot 24\,200 (2\,475)^3}{230\,000 \cdot 3,067 \cdot 10^9} = 1,04 \text{ cm.}$$

e) Treapta II de încărcare ($S_1 \dots S_2$)

16) Momentele de inerție echivalente ale montanților, în situația cu riglele plastificate la capete

$$A_{mtA} = \frac{3,40 \cdot 0,15}{1,1} = 0,464 \text{ m}^2; A_{mtB} = \frac{1,95 \cdot 0,15}{1,1} = 0,266 \text{ m}^2.$$

În exemplul de calcul 3 s-a calculat: $I_{mA} = 0,746 \text{ m}^4$; $I_{mB} = 0,225 \text{ m}^4$. Din tabelul 10 (v. vol. I), pentru 9 niveluri, $v_8 = 11,50$. Cu formulele (17.4).

$$\bar{I}_{esA} = \frac{0,746}{1 + 11,50 \frac{0,746}{0,464 \cdot 24,75^2}} = 0,724 \text{ m}^4$$

$$\bar{I}_{esB} = \frac{0,225}{1 + 11,50 \frac{0,225}{0,266 \cdot 24,75^2}} = 0,222 \text{ m}^4.$$

17) Momentele la bazele montanților, cu formulele (17.5)

$$M_{2A} = \frac{2}{3} 24,75 S_2 \frac{0,724}{0,724 + 0,222} - 336,5 \frac{2,41}{0,61} = 12,63 S_2 - 1\,329$$

$$M_{2B} = \frac{2}{3} 24,75 S_2 \frac{0,222}{0,724 + 0,222} - 336,5 \frac{1,88}{0,61} = 3,87 S_2 - 1\,037.$$

18) Se egalează M_{2A} , M_{2B} cu M_{Acap} , M_{Bcap}

$$12,63 S_2 - 1\,329 = 1\,927 \rightarrow S_2 = 257,8 \text{ kN;}$$

$$3,87 S_2 - 1\,037 = 798 \rightarrow S_2 = 474,2 \text{ kN.}$$

Rezultă că primul montant care se plastifică este A, cu $S_2 = 257,8$ kN.

19) Deplasarea Δ_2 corespunzătoare la S_2 se calculează cu formula (17.6)

$$\Delta_2 = 1,04 + \frac{0,2 (25\,780 - 24\,200) (2\,475)^3}{230\,000 (0,724 + 0,222) 10^9} = 1,26 \text{ cm.}$$

20—21) Rotirile $\theta_{A(2-1)}$ se calculează cu formula (17.8)

$$\theta_{A(2-1)} = \frac{(25\,780 - 24\,200) (2\,475)^2}{0,5 \cdot 230\,000 (0,724 + 0,222) 10^9} U_0 = 0,890 \cdot 10^{-3} U_0$$

Coefficienții U_0 din tabelul 10, valorile θ_{2-1} și comparația cu capacitățile de rotire θ_p calculate la pct. 5 sînt prezentate în continuare sub formă de tabel.

$$\theta_{(2-1)} = \frac{L}{I_0} \theta_{A(2-1)} = \frac{4,29}{0,80} \theta_{A(2-1)} = 5,36 \theta_{A(2-1)}$$

Rigla	U_0 (tabelul 10)	$\theta_A (2-1)$ ($\times 10^{-3}$)	θ_{2-1} ($\times 10^{-3}$)	θ_p ($\times 10^{-3}$)
1	0,068	0,060	0,3	35,0
2	0,124	0,110	0,6	32,5
3	0,168	0,149	0,8	26,6
4	0,201	0,179	1,0	26,6
5	0,224	0,199	1,1	26,6
6	0,239	0,212	1,1	32,5
7	0,246	0,219	1,2	32,5
8	0,249	0,222	1,2	32,5
9	0,250	0,223	1,2	35,0

Pentru toate riglele a rezultat $\theta_{2-1} < \theta_p$.

f) Treapta III de încărcare ($S_2 \dots S_3$)

22) M_{2B} , calculat la pct. 17 = 3,87 S_2 — 1 037, unde $S_2 = 257,8$ kN. Cu formula (17.8)

$$M_{3B} = M_{2B} + (S_3 - S_2) \frac{2H}{3} = 3,87 \cdot 257,8 - 1\,037 + (S_3 - 257,8) \frac{2 \cdot 24,75}{3} = M_{B \text{ cap}} = 798 \text{ kNm},$$

de unde: $S_3 = 308,5$ kN.

Se observă că $S_3 < S_2 = 474,2$ kN calculat la pct. 18 în ipoteza că montantul B ar fi fost primul care s-ar fi plasticat. Aceasta denotă că de fapt în cazul de față ipoteza că riglele sint plastificate și la capetele dinspre montantul B înainte de atingerea treptei de încărcare S_3 nu este reală, ci plasticarea apare întâi la baza montantului B și numai după aceea la capetele B ale riglelor. Așa cum s-a precizat în comentariul la operația pct. 17, influența acestei inversări de ordine asupra diagramei $S - \Delta$ are un caracter local și ca atare poate fi neglijată în ansamblul calculului.

23) Deplasarea laterală Δ_3 la nivelul $2H/3$, corespunzătoare la S_3

$$\frac{\bar{I}_{csB}}{\bar{I}_{csA}} = \frac{0,222}{0,724} = 0,307.$$

În tabelul 11, corespunde la nivelul $2H/3$: $U_{\Delta} = 0,065$.

Cu formula (17.11)

$$\Delta_3 = 1,26 + 0,065 \frac{(30\,850 - 25\,780) (2\,475)^3}{0,5 \cdot 230\,000 \cdot 0,222 \cdot 10^8} = 3,22 \text{ cm}.$$

24) Cu $\bar{I}_{csB}/\bar{I}_{csA} = 0,307$, calculat la pct. 23, se găsește în tabelul 14, pentru diafragme cu 9 niveluri, $U_0 = 0,353$. Cu formula (17.12)

$$\theta_{A(3-2)} = 0,353 \frac{(30 \cdot 850 - 25\,780) (2\,475)^2}{0,5 \cdot 230\,000 \cdot 0,946 \cdot 10^8} = 1,01 \cdot 10^{-3}$$

25) $\theta_{A(3-2)} = 1,01 \cdot 10^{-3} < \theta_{p(A)} = 22,5 \cdot 10^{-3}$ calculată în tabelul de la pct. 10—13.

26—28) Pentru calculul deplasărilor la nivelurile riglelor, se utilizează coeficienții U_{Δ} din tabelul 11, în care se intră cu $\bar{I}_{csB}/\bar{I}_{csA} = 0,307$. În formula (17.13)

$$\frac{L(S_3 - S_2) H^3}{I_0 E_0 \bar{I}_{csB} H_c} = \frac{429 (30\,850 - 25\,780) (2\,475)^2}{80 \cdot 230\,000 \cdot 0,222 \cdot 10^8 \cdot 275} = 0,294$$

$$\theta_{3-2} = 0,294 [U_{\Delta(j+1)} - U_{\Delta(j-1)}].$$

Rigla	$U_{\Delta(j)}$ din tabelul 11	$U_{\Delta(j+1)} -$ $- U_{\Delta(j-1)}$	θ_{3-2} ($\times 10^{-3}$)	θ_{2-1} ($\times 10^{-3}$) de la pct. 20	θ_{3-1} ($\times 10^{-3}$)	$\theta_p (\times 10^{-3})$ de la pct. 5	$\theta_p - \theta_{3-1}$ ($\times 10^{-3}$)
9	0,106	0,028	8,2	1,2	9,4	35,0	25,6
8	0,092	0,028	8,2	1,2	9,4	32,5	23,1
7	0,078	0,028	8,2	1,2	9,4	26,6	17,2
6	0,064	0,028	8,2	1,1	9,3	26,6	17,3
5	0,050	0,026	7,6	1,1	8,7	26,6	17,9
4	0,038	0,025	7,4	1,0	8,4	32,5	24,1
3	0,025	0,023	6,7	0,8	7,5	32,5	25,0
2	0,015	0,021	6,1	0,6	6,7	32,5	25,8
1	0,004	0,015	4,4	0,3	4,7	35,0	30,3

Pentru toate riglele a rezultat și în acest stadiu $\theta_{(3-1)} < \theta_p$.

g) Treapta IV de încărcare ($S_3 \dots S_5$)

29) Din tabel se vede că diferența $(\theta_p - \theta_{3-1})$ este minimă pentru rigla 7 și maximă pentru rigla 1. Cu formulele (17.14)

$$\theta_{B(3-1) \min} = 17,2 \frac{0,80}{4,29} 10^{-3} = 3,21 \cdot 10^{-3};$$

$$\theta_{B(3-1) \max} = 30,3 \frac{0,80}{4,29} \cdot 10^{-3} = 5,66 \cdot 10^{-3}.$$

30) Cu formulele (17.15)

$$\Delta_4 = 3,22 + 3,21 \cdot 10^{-3} \frac{2 \cdot 2\,475}{3} = 8,53 \text{ cm};$$

$$\Delta_5 = 3,22 + 5,66 \cdot 10^{-3} \frac{2 \cdot 2475}{3} = 12,57 \text{ cm.}$$

31) $S_4 = S_3 = 308,5 \text{ kN}$.
Cu formula (17.16)

$$S_5 = \frac{(2744 + 579)}{\frac{2}{3} 24,75} = 201,4 \text{ kN.}$$

h) Treapta V de încărcare ($S_5 \dots S_u$)

32) $S_u = S_5 = 201,4 \text{ kN}$.
 $\theta_{pA} = 0,0094 = 9,40 \cdot 10^{-3}$ și $\theta_{pB} = 0,0538 = 53,8 \cdot 10^{-3}$, calculate la (10-13); $\theta_{A(3-2)} = 1,01 \cdot 10^{-3}$, calculată la (25). Întrucît $\theta_{pA} - \theta_{A(3-2)} = (9,40 - 1,01) 10^{-3} = 8,39 \cdot 10^{-3} < \theta_{pB}$, se aplică formula (17.17).

$$\Delta_u = 3,22 + \frac{2 \cdot 2475}{3} 8,39 \cdot 10^{-3} = 17,06 \text{ cm.}$$

i) Verificarea finală a capacității de deformare plastică a diafragmei și a structurii în ansamblu

33) Diagrama $S - \Delta$ pentru diafragma analizată este reprezentată în fig. 17.15.

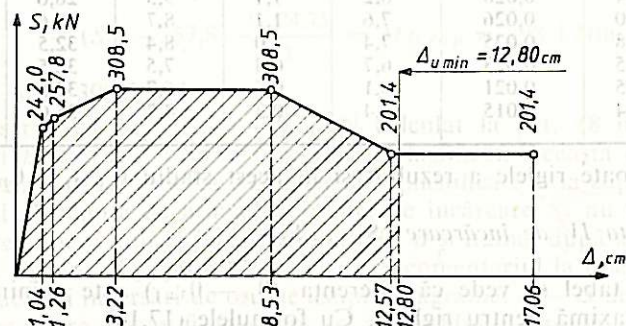


Fig. 17.15

Verificarea capacității de deformare plastică se face în cele ce urmează după criteriul energiei de deformare înmagazinate.

34) Numerotarea diafragmelor componente ale structurii este cea din fig. 9.14: $DT2 = DT'2$ este diafragma analizată; $DT1$, $DT3$ sînt celelalte diafragme de pe aceeași parte; $DT'1$, $DT'2$, $DT'3$ sînt cele de pe partea opusă.

Efectuînd în mod similar calculul pentru toate diafragmele, valoarea minimă a deplasării ultime s-a înregistrat la $DT3$: $\Delta_{u \min} = 12,8 \text{ cm}$. În consecință, toate diagramele $S - \Delta$ se limitează la această valoare a deplasării (în fig. 17.15, zona hașurată).

Pentru diafragma $DT2$, energia maximă înmagazinată va fi

$$E_u = \frac{1,04 \cdot 242,0}{2} + (1,26 - 1,04) \frac{242,0 + 257,8}{2} + (3,22 - 1,26) \frac{257,8 + 308,5}{2} + (8,53 - 3,22) 308,5 + (12,57 - 8,53) \frac{308,5 + 201,4}{2} + (12,80 - 12,57) 201,4 = 3450 \text{ kNcm.}$$

Valorile Δ_u și E_u pentru restul diafragmelor și calculul energiei totale pe structură sînt arătate în tabelul următor.

Diafragma	Δ_u cm	E_u kNcm, pentru o diafragmă	Nr. de diafragme de același tip	E_u totală kNcm
$DT1$	53,2	5394	2	10788
$DT2$	17,1	3450	4	13800
$DT3$	53,0	4685	1	4685
$DT'1$	53,4	6177	2	12354
$DT'2$	16,7	3970	4	15880
$DT'3$	12,8	6834	1	6834
ΣE_u				64341

Energia indusă de cutremur s-a determinat comparativ printr-un calcul dinamic neliniar, efectuat la calculator și apoi cu formula aproximativă (17.21).

a) În calculul dinamic neliniar, diagrama $S - \Delta$ a structurii s-a aproximat prin diagrama biliniară din fig. 17.16. A rezultat în acest mod $\Delta_{u \text{ nec}} = 3,50 \text{ cm}$ și

$$E_s = \frac{1,85 \cdot 5500}{2} + 5500 (3,50 - 1,85) = 14162 \text{ kNcm.}$$

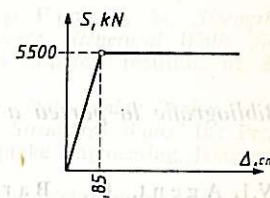


Fig. 17.16

b) În metoda simplificată:

Din calculul în stadiul elastic a rezultat: perioada de vibrație proprie a construcției $T = 0,5$ s; $\varepsilon = 0,66$. În spectrul de viteze din fig. 17.12, la $T = 0,5$ s corespunde $v = 35$ cm/s. Cu formula (17.21)

$$E_s = \frac{0,66 \cdot 30\,000 \cdot 35^2}{2 \cdot 981} = 12\,362 \text{ kNcm.}$$

După ambele metode, $E_s < E_u = 64\,341$ kNcm.

Observație. Din compararea valorilor Δ_u ale celor 6 tipuri de diafragme, se observă că diafragmele $\overline{DT}2$, $\overline{DT}2$ și în special $\overline{DT}3$ prezintă valori Δ_u mult sub cele ale restului diafragmelor. Pentru a ilustra modul cum o corectare a unei astfel de situații poate influența asupra îmbunătățirii și uniformizării ductilității structurii, s-a repetat același calcul cu îngroșarea inimilor diafragmelor $DT2$ și $\overline{DT}2$ de la 15 cm la 25 cm și cu prevederea de bulbi la capetele libere ale diafragmelor $DT3$ și $\overline{DT}3$. Rezultatele sînt arătate în tabelul următor.

Diafragma	Δ_u cm	E_u , kNcm, pentru o diafragmă	Nr. de diafragme de același tip	E_u totală, kNcm
$DT1$	53,2	11 543	2	23 086
$DT2$	28,6	7 964	4	31 856
$DT3$	53,5	10 200	1	10 200
$\overline{DT}1$	53,4	13 264	2	26 528
$\overline{DT}2$	26,6	7 865	4	31 460
$\overline{DT}3$	51,5	14 946	1	14 946
ΣE_u				138 076

(Δ_u min și ΣE_u au crescut cu peste 100%).

Bibliografie la partea a IV-a

- IV.1. Agent, R., Barbaiani, M., Postelnicu, T. și Constantinescu, D., *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea construcțiilor cu structură cu diafragme de beton* (P. 85–82). În: Buletinul Construcțiilor, București, nr. 6/1982. § 3.6. Calculul eforturilor secționale în domeniul post-elastic.
- IV.2. Allen, C., Jaeger, L. și Fenton, V., *Ductility of Reinforced Concrete Shear Walls*. În: Response of Multistory Concrete Structures to Lateral Forces, SP-36, American Concrete Institute, Detroit, 1973, pag. 97–118.

- IV.3. Aristizabal-Ochoa, J. D., Skin, K. N. și Corley, W. G., *Effects of Beam Strength and Stiffness on Coupled Wall Behavior*. În: Proceedings of the Second U.S.A. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, 1979, pag. 323–332.
- IV.4. Barney, G. B. și alții., *Earthquake-Resistant Structural Walls – Tests of Coupling Beams*. Report PCA R/D-1583, Portland Cement Association, Skokie (Illinois), 1978.
- IV.5. Benjamin, J. R. și Williams, H. A., *Behaviour of One-Story Reinforced Concrete Shear Walls Containing Openings*. În: Journal of the American Concrete Institute, nr. 11/1958.
- IV.6. Bertero, V. V., *Seismic Behavior of Reinforced Concrete Wall Structural Systems*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 6, pag. 323–330.
- IV.7. Blume, J. A., *A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range*. În: Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokio, 1960.
- IV.8. Blume, J. A., Newmark, N. M. și Corning, L. H., *Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. Portland Cement Association, Skokie (Illinois), 1961.
- IV.9. Braga, F. și Dolce, M., *Pareti forate antisismiche in cemento armato: criteri di progettazione a rottura e programmi di calcolo*. În: Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, Roma, nr. 272/1979.
- IV.10. Cardenas, A. E., Hanson, J. M., Corley, W. G. și Hognestad, E., *Design Provisions for Shear Walls*. În: Journal of the American Concrete Institute, nr. 3/1973.
- IV.11. Cardenas, A. E., Russell, H. G. și Corley, W. G., *Strength of Low-Rise Structural Walls*. În: Reinforced Concrete Structures Subjected to Wind and Earthquake Forces (SP-63). American Concrete Institute, Detroit, 1980, pag. 221–241.
- IV.12. Clough, R. W., *Earthquake Response of Structures*. În: Earthquake Engineering, R. Wiegell Editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1970.
- IV.13. Constantinescu, D., *Effects of Creep in Slender Concrete Structures*. Ph. D. Thesis, King's College, University of London, 1976.
- IV.14. Constantinescu, D. și Postelnicu, T., *Rezistența și ductilitatea secțiunilor de diafragme de beton armat*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- IV.15. Corley, W. G. și Hanson, J. M., *Design of Earthquake Resistant Structural Walls*. În: Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- IV.16. Crainic, L., *Metode energetice în proiectarea antiseismică a structurilor*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- IV.17. Derecho, A. T., Ghosh, S. K., Iqbal, M. și Fintel, M., *Strength, Stiffness and Ductility Required in Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance*. În: Journal of the American Concrete Institute, nr. 8/1979.
- IV.18. Derecho, A. T., Iqbal, M. și Corley, W. G., *Determining Design Force Levels for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Structural Walls*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 4, pag. 1–8.
- IV.19. Dumitrescu, D. și Postelnicu, T., *Precizări privind noțiunea de ductilitate a structurilor de beton armat în regiuni seismice*. În: Construcții, nr. 1/1979.
- IV.20. Endo, T., Adachi, H. și Nakanishi, M., *Force-Deformation Hysteresis Curves of Reinforced Concrete Shear Walls*. În: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 6, pag. 315–322.

- IV.21. Fintel, M. *Ductile Shear Walls in Earthquake Resistant Multistory Buildings*. In: Journal of the American Concrete Institute, nr. 6/1974.
- IV.22. Fintel, M. și Ghosh, S. K. *Inelastic Response History Analysis of Earthquake Resistant Building Structures with Yielding Walls and Elastic Frames*. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 5, pag. 435–438.
- IV.23. Hangan, S. și Crainic, L. *Concepte și metode energetice în dinamica construcțiilor*. București, Editura Academiei R.S.R., 1980.
- IV.24. Housner, G. W. *Limit Design of Structures to Resist Earthquakes*. In: Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley (California), 1956.
- IV.25. Keintzel, E. *Calculul în domeniul plastic al construcțiilor cu diafragme*. In: Construcții, nr. 7/1973.
- IV.26. Kumarapillai, K. N. și Coull, A. *Elastoplastic Analysis of Coupled Shear Walls*. In: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 9/1976.
- IV.27. Mac Gregor, J. G. *Ductility of Structural Elements*. In: Handbook of Concrete Engineering (edited by Mark Fintel). New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1974, pag. 229–248.
- IV.28. Mahin, St. A. și Bertero, V. V. *Nonlinear Seismic Response of a Coupled Wall System*. In: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 9/1976.
- IV.29. Mihăescu, A., Gruner, I. și alții. *Efectul contracției împiedicate asupra comportării buiandrugilor diaframelor supuse la încărcări orizontale alternante*. In: Construcții, nr. 3/1981.
- IV.30. Mironescu, M. și Bortnowski, A. *Considerații privind modul de apreciere a conlucrării elementelor structurale verticale, a capacității de rezistență și deformare a structurilor la forțe laterale*. In: Construcții, nr. 12/1980.
- IV.31. Muto, K. *Aseismic Design of Buildings*. Tokio, Maruzen Company Ltd., 1964.
- IV.32. Müller, F. P. și Keintzel, E. *Erdbebensicherung von Hochbauten*. Berlin, W. Ernst & Sohn, 1978. § 7.4.3. Zähigkeit von Wandscheibenbauten, pag. 95–100.
- IV.33. Newmark, N. M. și Rosenblueth, E. *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1971.
- IV.34. Oesterle, R. G., Aristizabal-Ochoa, J. D., Fiorato, A. E., Russell, H. G. și Corley, W. G. *Earthquake-Resistant Structural Walls – Tests of Isolated Walls (II)*. Report PCA R/D-1629, Portland Cement Association, Skokie (Illinois), 1979.
- IV.35. Park, R. și Paulay, T. *Reinforced Concrete Structures*. New York, J. Wiley & Sons, 1975. Chapter 12. Shear Walls of Multistory Buildings, pag. 610–662.
- IV.36. Paulay, T. *An Elasto-Plastic Analysis of Coupled Shear Walls*. In: Journal of the American Concrete Institute, nr. 11/1970.
- IV.37. Paulay, T. *Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls*. In: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 3/1971.
- IV.38. Paulay, T. *Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams*. In: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 9/1971.
- IV.39. Paulay, T. *Some Seismic Aspects of Coupled Shear Walls*. In: Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- IV.40. Paulay, T. *The Design of Reinforced Concrete Ductile Shear Walls for Earthquake Resistance*. Research Report 81.1, University of Canterbury, Christchurch (New Zealand), febr. 1981.
- IV.41. Paulay, T. și Santhakumar, A. R. *Ductile Behaviour of Coupled Shear Walls*. In: Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., nr. 1/1976.
- IV.42. Paulay, T. și Santhakumar, A. R. *Ductile Behaviour of Shear Walls Subjected to Reversed Cyclic Loading*. In: Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977.
- IV.43. Pekau, O. A. și Gocevski, V. *Parametric Investigation of Non-Linear Shear Wall Structures*. In: Proceedings of the Sixth European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, 1978.
- IV.44. Postelnicu, T. *Un procedeu energetic pentru calculul structurilor cu diafragme de beton armat la acțiunea seismică*. In: Construcții, nr. 1/1979.
- IV.45. Postelnicu, T. *Contribuții la proiectarea antiseismică a structurilor cu diafragme de beton armat*. Teză de doctorat, Institutul de Construcții București, 1980. Cap. 2. Metodă de calcul în domeniul inelastic al structurilor cu diafragme de beton armat.
- IV.46. Saatcioglu, M., Takayanagi, T. și Derecho, A. T. *Dynamic Response of Reinforced Concrete Wall Systems*. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 5, pag. 49–56.
- IV.47. Salse, E. A. B. și Fintel, M. *Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Walls*. In: Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.
- IV.48. Sritchatrapimuk, T. și Chopra, A. K. *Earthquake Analysis of Coupled Shear Wall Buildings*. In: Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, vol. 5, pag. 1–8.
- IV.49. Standards Association of New Zealand: *Draft New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures*, Z 3101, Wellington, 1978.
- IV.50. Syng, A. J. *Ductility of Squat Shear Walls*. Research Report 80–8 (Supervised by T. Paulay and M. J. N. Priestley). Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch (New Zealand), febr. 1980.
- IV.51. Vallenias, J. M., Bertero, V. V. și Popov, E. P. *Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls*. Report EERC 79–20, University of California, Berkeley, aug. 1979.
- IV.52. Wang, T. Y., Bertero, V. V. și Popov, E. P. *Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Framed Walls*. Report EERC 75–23, University of California, Berkeley, 1975.
- IV.53. Winokur, A. și Gluck, J. *Ultimate Strength Analysis of Coupled Shear Walls*. In: Journal of the American Concrete Institute, nr. 12/1968.
- IV.54. Yamada, M. și Kawamura, H. *Fundamental New Aseismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. In: Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Roma, 1973.

* *

*

- IV.55. Agent, R., Postelnicu, T., Constantinescu, D. și Barbaiani, M. *New Romanian Code for the Aseismic Design of Multistory Building Shear-Wall Structures*. In: Proceedings of the 7 ECEE*, Atena, sept. 1982, vol. 1, pag. 27–34.
- IV.56. Cholewicki, A. *Function of Lintels in Ductile Behaviour of Coupled Shear-Walls*. In: Proceedings of the 7 ECEE, Atena, sept. 1982, vol. 4, pag. 111–118.

- IV.57. Dumitrescu, D., Agent, R., Constantinescu, D. și Postelnicu, T. *Probleme generale de concepție și calcul în proiectarea antiseismică a construcțiilor din beton armat — Raport de sinteză*. În: Conferința a XI-a de betoane, Timișoara, oct. 1982, vol. 4, pag. 43—56 (v. și în Construcții, nr. 2/1983).
- IV.58. Hernández Babilio, O. *New Design Criteria for Concrete Structural Walls. Flexure and Shear*. În: Proceedings of the 7 ECEE, Atena, sept. 1982, vol. 4, pag. 81—92.
- IV.59. Mihăescu, A., Friedrich, R. și Stoian, V. *Calculul post-elastic al buiandrugilor de beton armat*. În: A XI-a Conferință de betoane, Timișoara, oct. 1982, vol. 1, pag. 235—244.
- IV.60. Paulay, T., Priestley, M. J. N. și Syngé, A. J. *Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls*. În: Journal of the American Concrete Institute, nr. 4/1982.
- IV.61. Pekau, O. A. *Approximate Analysis of Coupled Nonlinear Shear Walls*. În: Proceedings of the 7 ECEE, Atena, sept. 1982, vol. 3, pag. 577—584.
- IV.62. Simeonov, B. *Experimental Investigation of Strength and Deformation of Reinforced Concrete Structural Walls*. În: Proceedings of the 7 ECEE, Atena, sept. 1982, vol. 4, pag. 153—161.
- IV.63. Stoian, V. *Contribuții la calculul și alcătuirea structurilor înalte cu diafragme de beton armat*. Teză de doctorat, Institutul politehnic Timișoara, 1983.

TABELE ȘI ABACE AUXILIARE

TABELE

1. Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune R_c și la întindere R_t pentru elementele verticale ale diafragmelor monolite.....	124
2. Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune R_c și la întindere R_t pentru riglele de cuplare ale diafragmelor cu goluri.....	125
3. Rezistențele de calcul R_a și modulul de elasticitate E_a pentru armături....	125
4. Valorile coeficienților de flambaj φ pentru capete lamelare	125
5. Valorile ξ_{lim} pentru betoane $\leq Bc 35$	126
6. Procente minime de armare pentru armăturile longitudinale marginale ale elementelor verticale ale diafragmelor	126
7. Numărul minim de bare longitudinale la capetele elementelor verticale ale diafragmelor	127
8. Procente minime de armare pentru armăturile de pe inima elementelor verticale	128
9. Valorile curburilor de plastificare C_p și ultime C_u pentru riglele de cuplare	128
10. Coeficienții U_0 pentru diafragme cu 5—11 niveluri	129
11. Coeficienții U_{Δ} pentru diafragme cu 9 niveluri	129
12—13. Coeficienții U_0 pentru diafragme cu 10—11 niveluri	130
14. Coeficienții U_0 pentru diafragme cu 9—11 niveluri	130

ABACE

1—17. Curbe de interacțiune $n - m - \alpha$ pentru secțiuni de diafragme, fără luarea în considerare a barelor verticale de pe inimă.....	132
18—34. Idem, cu luarea în considerare a unui procent de armare 0,2% pentru barele verticale de pe inimă	140
35—51. Curburile de plastificare C_p și ultime C_u pentru secțiuni de diafragme, fără luarea în considerare a barelor verticale de pe inimă.....	150
52—68. Idem, cu luarea în considerare a unui procent de armare 0,2% pentru barele verticale de pe inimă	158

* The Seventh European Conference on Earthquake Engineering.

Tabelul 1

Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune R_c și la întindere R_t pentru elementele verticale ale diaframelor monolite

Rezistențe de calcul		Grosimea diafragmei cm	Unități	Clasa betonului				
				Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
R_c		< 30	N/mm ² daN/cm ²	3,5 35	5,0 50	7,0 70	8,5 85	10,0 100
		≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	5,5 55	8,0 80	10,5 105	13,0 130	15,0 150
R_t	Beton cu agregate obișnuite	< 30	N/mm ² daN/cm ²	0,45 4,5	0,60 6,0	0,70 7,0	0,80 8,0	0,95 9,5
		≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	0,50 5,0	0,65 6,5	0,80 8,0	0,95 9,5	1,05 10,5
		1,6	< 30	N/mm ² daN/cm ²	0,35 3,5	0,50 5,0	—	—
			≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	0,40 4,0	0,55 5,5	—	—
	Beton de granolit cu densitatea aparentă	< 30	N/mm ² daN/cm ²	0,40 4,0	0,50 5,0	0,60 6,0	0,65 6,5	0,75 7,5
		≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	0,45 4,5	0,60 6,0	0,70 7,0	0,75 7,5	0,85 8,5
		1,7—1,8	< 30	N/mm ² daN/cm ²	—	—	0,45 4,5	0,55 5,5
			≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	—	—	0,70 7,0	0,80 8,0
		1,9—2,1	< 30	N/mm ² daN/cm ²	—	—	0,45 4,5	0,55 5,5
			≥ 30	N/mm ² daN/cm ²	—	—	0,70 7,0	0,80 8,0

Tabelul 2

Rezistențele de calcul ale betonului la compresiune R_c și la întindere R_t pentru riglele de cuplare ale diaframelor cu goluri

Rezistența de calcul			Unități	Clasa betonului				
				Bc 10	Bc 15	Bc 20	Bc 25	Bc 30
R_c			N/mm ² daN/cm ²	6,0 60	9,0 90	12,0 120	15,0 150	18,0 180
R_t	Beton cu agregate obișnuite		N/mm ² daN/cm ²	0,60 6,0	0,80 8,0	0,95 9,5	1,10 11,0	1,25 12,5
	Beton de granulit cu densitatea aparentă	1,6	N/mm ² daN/cm ²	0,50 5,0	0,65 6,5	— —	— —	— —
		1,7—1,8	N/mm ² daN/cm ²	0,55 5,5	0,70 7,0	0,80 8,0	0,90 9,0	1,00 10,0
		1,9—2,1	N/mm ² daN/cm ²	— —	— —	0,85 8,5	0,95 9,5	1,05 10,5

Tabelul 3

Rezistențele de calcul R_a și modulul de elasticitate E_a pentru armături

Tipul de oțel	R_a		E_a	
	N/mm ²	daN/cm ²	N/mm ²	daN/cm ²
OB 37	210	2 100	210 000	2 100 000
PC 52	300	3 000		
PC 60	370	3 700		

Tabelul 4

Valorile coeficienților de flambaj φ pentru capete lamelare

l_f/l_b	< 4	5	6	8	10	12	14	16	18	20
φ	1,00	0,98	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63

Tabelul 5

Valorile ξ_{lim} pentru betoane $\leq Bc 35$

Tipul de beton	Cu agregate obișnuite		Cu agregate ușoare	
Tipul de oțel	OB 37	PC 52, PC 60	OB 37	PC 52, PC 60
ξ_{lim}	0,60	0,55	0,55	0,50

Tabelul 6

Procente minime de armare pentru armăturile longitudinale marginale ale elementelor verticale ale diafragmelor

Zona diafragmei	Gradul de protecție antiseismică	< 7			≥ 7		
	Tipul de oțel	OB 37	PC 52	PC 60	OB 37	PC 52	PC 60
A	Toate cazurile						
	$\frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh} > \frac{1}{4}$	0,10%	0,08%	0,07%	0,12%	0,10%	0,09%
B	$\frac{e_0}{h} = \frac{M}{Nh} \leq \frac{1}{4}$	0,07%	0,06%	0,06%	0,07%	0,06%	0,06%

Zona A — zona plastică potențială de la baza diafragmei, pe înălțimea $l_p = 0,4h + 0,05 H$, unde h este înălțimea secțiunii diafragmei pline (montantului la diafragmele cu goluri), H — înălțimea totală a diafragmei;
Zona B — restul înălțimii diafragmei.

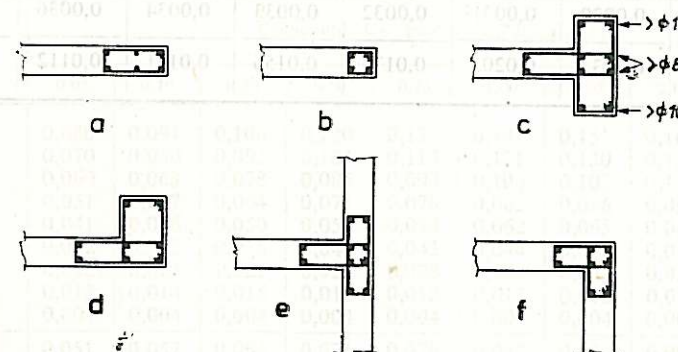
Observație. Pentru stabilirea numărului de niveluri de la bază pe care se aplică procentele minime de armare date pentru zona A, l_p se rotunjește la numărul întreg de niveluri cel mai apropiat (în plus sau în minus).

10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0	55,0	60,0	65,0	70,0	75,0	80,0	85,0	90,0	95,0	100,0
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

Tabelul 7

Numărul minim de bare longitudinale la capetele elementelor verticale ale diafragmelor

Forma capătului	Fig.	Numărul minim de bare încadrate în etrierii de capăt		Distanța maximă admisă între axele barelor verticale ($\geq \phi 10$)	
Lamelar	a	6	Capete exterioare	$a_{max} = 25 \text{ cm}$	
	b	4	Capete de montați spre golurile interioare		
Cu bulb simetric	c	10	Din care: — pentru cele 4 de la colțurile ieșinde: $\phi \geq 10 \text{ mm}$; — pentru restul barelor: $\phi \geq 8 \text{ mm}$	b_p, h_p	a_{max}
Cu bulb asimetric	d	8		$\leq 40 \text{ cm}$	35 cm
Cu talpă simetrică	e	10		$> 40 \text{ cm}$	25 cm
Cu talpă asimetrică	f	8		$a_{max} = 30 \text{ cm}$	



Tabelul 8

Procente minime de armare pentru armăturile de pe inima elementelor verticale

Gradul de protecție antiseismică	Procent minim de armare pentru	
	Barele orizontale	Barele verticale
< 7	0,20%	0,15%
≥ 7	0,25%	0,20%

Tabelul 9

Valorile curburilor de plastificare C_p și ultime C_u pentru riglele de cuplare

α	0,01	0,02	0,04	0,06	0,08	0,10	0,12
C_p	0,0023	0,0024	0,0025	0,0026	0,0027	0,0028	0,0030
C_u	0,0538	0,0546	0,0557	0,0469	0,0349	0,0280	0,0233
α	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,25	0,30
C_p	0,0030	0,0031	0,0032	0,0033	0,0034	0,0036	0,0039
C_u	0,0233	0,0205	0,0176	0,0156	0,0141	0,0112	0,0094

Tabelul 10

Coefficienții U_0 pentru diafragme cu 5—11 niveluri

Nivelul	Numărul de niveluri						
	5	6	7	8	9	10	11
11	—	—	—	—	—	—	0,250
10	—	—	—	—	—	0,250	0,250
9	—	—	—	—	0,250	0,250	0,248
8	—	—	—	0,250	0,249	0,248	0,246
7	—	—	0,250	0,249	0,246	0,242	0,235
6	—	0,250	0,249	0,245	0,239	0,231	0,222
5	0,250	0,248	0,243	0,234	0,224	0,214	0,203
4	0,248	0,240	0,227	0,214	0,201	0,189	0,178
3	0,231	0,214	0,196	0,181	0,168	0,156	0,145
2	0,189	0,168	0,150	0,135	0,124	0,114	0,105
1	0,114	0,097	0,085	0,075	0,068	0,062	0,057
0	0	0	0	0	0	0	0

Tabelul 11

Coefficienții U_{Δ} pentru diafragme cu 9 niveluri

Nivelul	Coefficienții U_{Δ} pentru $\overline{T}_{esB} \overline{H}_{esA} =$								
	0,05	0,10	0,30	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	4,00
9	0,080	0,091	0,106	0,120	0,132	0,141	0,151	0,160	0,183
8	0,070	0,080	0,092	0,104	0,114	0,121	0,130	0,136	0,156
7	0,060	0,068	0,078	0,085	0,093	0,100	0,107	0,113	0,128
6	0,051	0,057	0,064	0,071	0,078	0,082	0,086	0,090	0,101
5	0,041	0,046	0,050	0,055	0,058	0,062	0,065	0,069	0,075
4	0,032	0,035	0,038	0,041	0,043	0,044	0,046	0,048	0,051
3	0,022	0,024	0,025	0,026	0,028	0,029	0,030	0,031	0,031
2	0,013	0,014	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015
1	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
2H/3	0,051	0,057	0,065	0,071	0,078	0,082	0,086	0,090	0,101

Coeficienții U_{Δ} pentru diafragme cu 10 niveluri

Tabelul 12

Nivelul	Coeficienții U_{Δ} pentru $\bar{T}_{esB} / \bar{T}_{esA} =$								
	0,05	0,10	0,30	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	4,00
10	0,071	0,084	0,099	0,114	0,127	0,135	0,147	0,156	0,170
9	0,063	0,074	0,087	0,099	0,110	0,118	0,127	0,136	0,147
8	0,056	0,065	0,075	0,085	0,095	0,100	0,108	0,115	0,124
7	0,048	0,056	0,063	0,072	0,079	0,083	0,089	0,094	0,101
6	0,040	0,046	0,052	0,058	0,063	0,067	0,071	0,075	0,080
5	0,033	0,037	0,041	0,045	0,049	0,051	0,053	0,056	0,060
4	0,025	0,028	0,030	0,033	0,035	0,036	0,037	0,039	0,041
3	0,018	0,020	0,021	0,022	0,022	0,023	0,023	0,024	0,025
2	0,010	0,011	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012	0,012
1	0,003	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004	0,004
2H/3	0,045	0,053	0,059	0,067	0,074	0,078	0,083	0,088	0,094

Coeficienții U_{Δ} pentru diafragme cu 11 niveluri

Tabelul 13

Nivelul	Coeficienții U_{Δ} pentru $\bar{T}_{esB} / \bar{T}_{esA} =$								
	0,05	0,10	0,30	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	4,00
11	0,065	0,079	0,094	0,110	0,124	0,133	0,144	0,155	0,168
10	0,058	0,072	0,084	0,098	0,110	0,117	0,127	0,136	0,147
9	0,052	0,063	0,074	0,085	0,095	0,101	0,110	0,117	0,127
8	0,045	0,055	0,063	0,073	0,081	0,085	0,093	0,099	0,106
7	0,039	0,047	0,053	0,061	0,067	0,071	0,076	0,081	0,087
6	0,033	0,039	0,043	0,049	0,054	0,057	0,060	0,064	0,067
5	0,027	0,031	0,034	0,038	0,041	0,043	0,045	0,048	0,050
4	0,020	0,024	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032	0,033	0,034
3	0,014	0,016	0,017	0,018	0,019	0,019	0,020	0,021	0,021
2	0,008	0,009	0,009	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010	0,010
1	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
2H/3	0,041	0,049	0,056	0,065	0,072	0,076	0,082	0,087	0,093

Coeficienții U_o pentru diafragme cu 9—11 niveluri

Tabelul 14

Nr. nivelurilor	Coeficienții U_o pentru $\bar{T}_{esB} / \bar{T}_{esA} =$								
	0,05	0,10	0,30	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	4,00
9	1,64	0,822	0,353	0,242	0,190	0,160	0,132	0,115	0,095
10	1,43	0,732	0,326	0,210	0,170	0,143	0,117	0,107	0,083
11	1,29	0,690	0,275	0,200	0,157	0,133	0,107	0,096	0,077

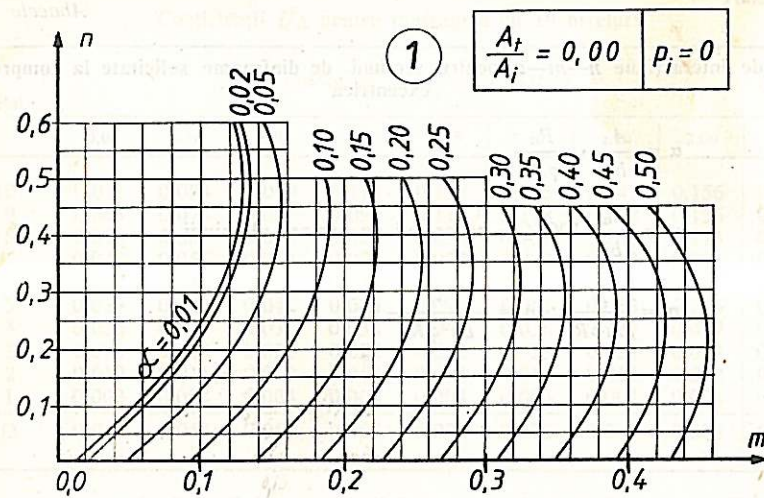
Abacele I—34

Curbe de interacțiune $n-m-\alpha$ pentru secțiuni de diafragme solicitate la compresiune excentrică

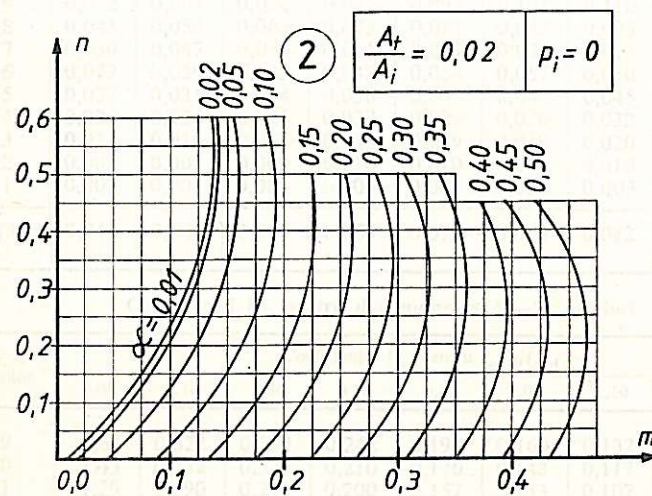
$$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{R_a}{\varphi R_c}$$

$$p_t = \frac{A_{at}}{bh} 100\% - \text{procentul de armare al inimii}$$

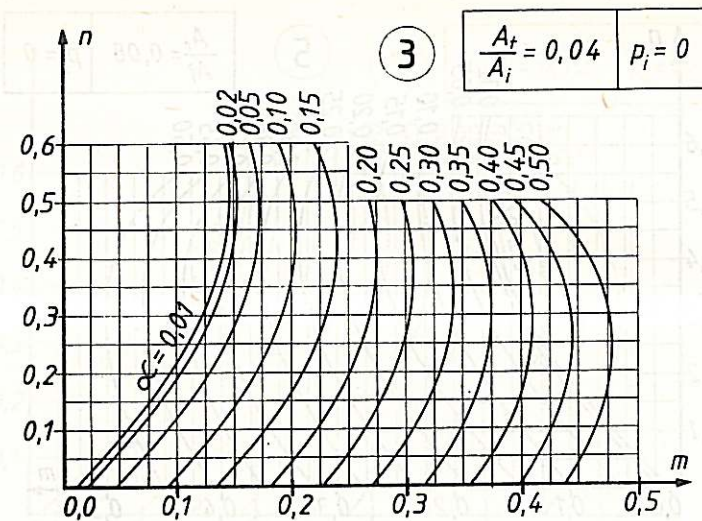
$$n = \frac{N}{bh\varphi R_c} ; m = \frac{M}{bh^2\varphi R_c}$$



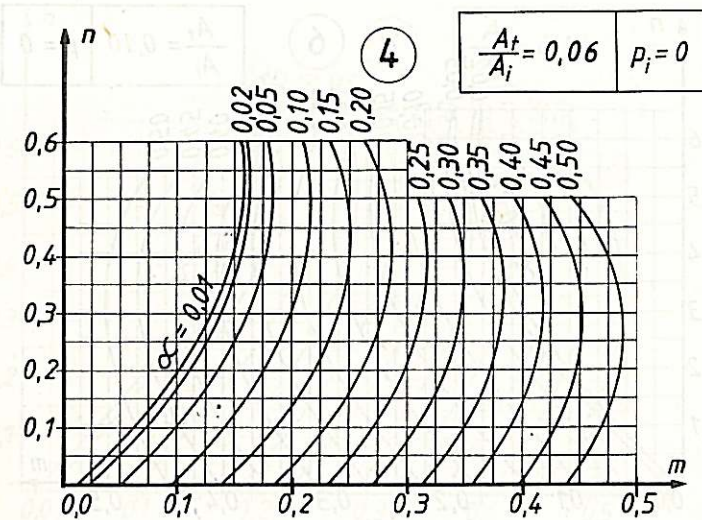
Abaca 1



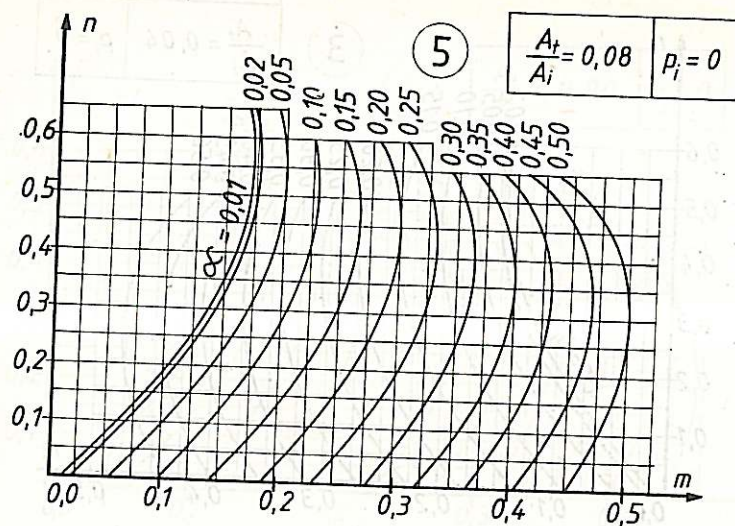
Abaca 2



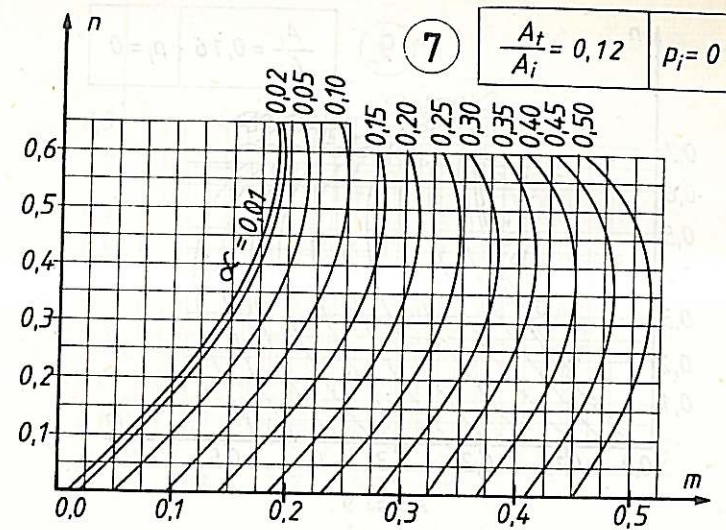
Abaca 3



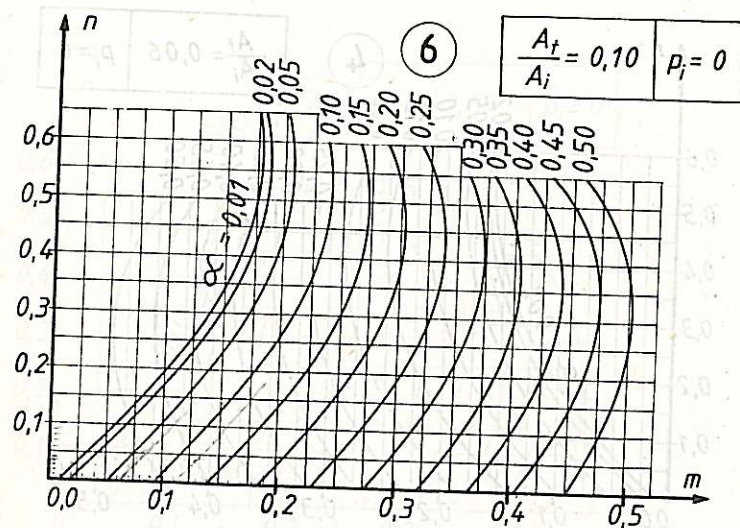
Abaca 4



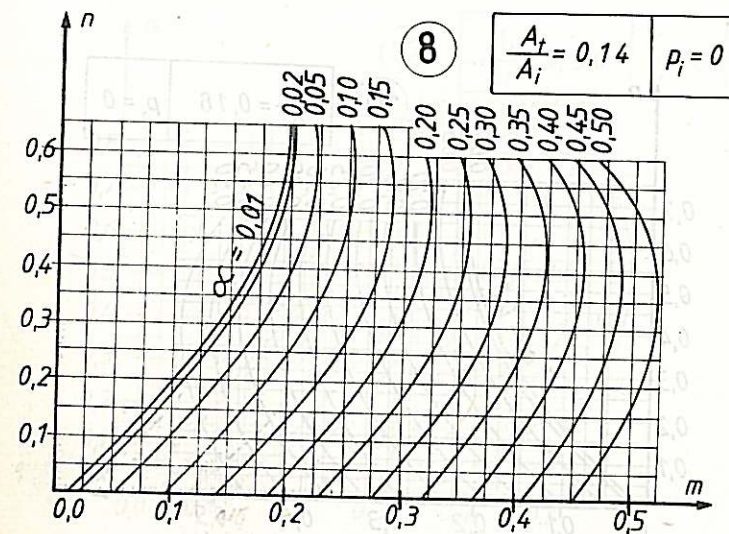
Abaca 5



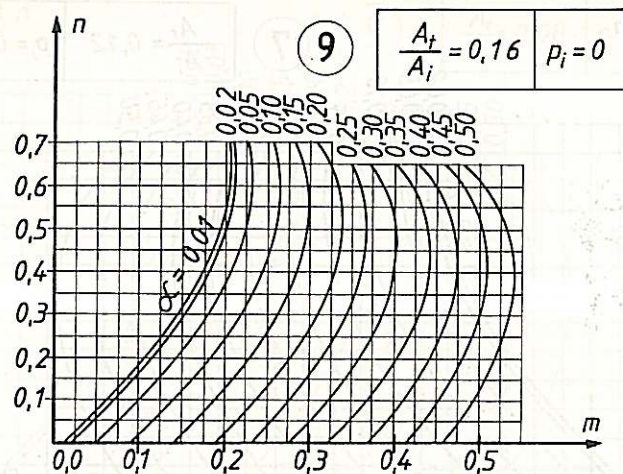
Abaca 7



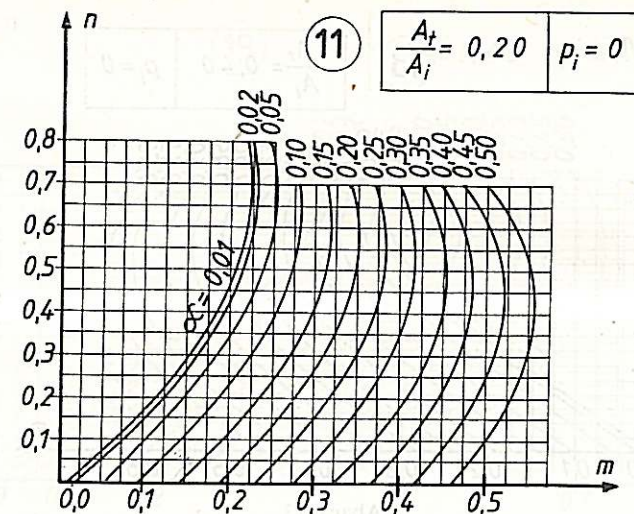
Abaca 6



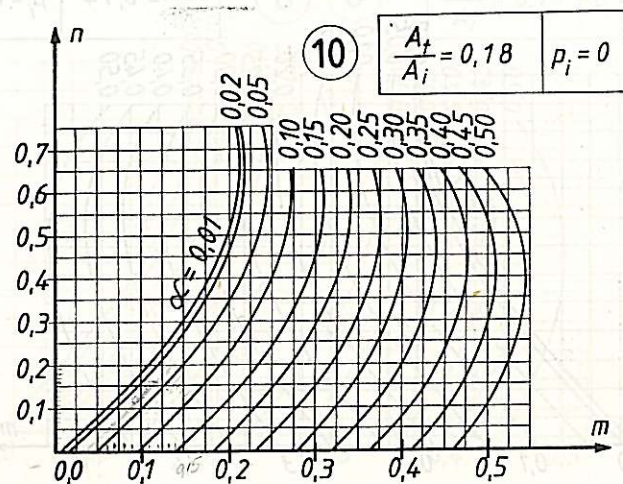
Abaca 8



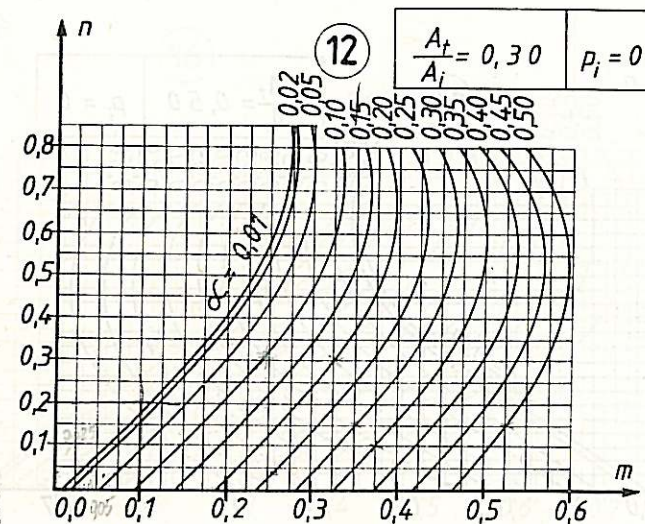
Abaca 9



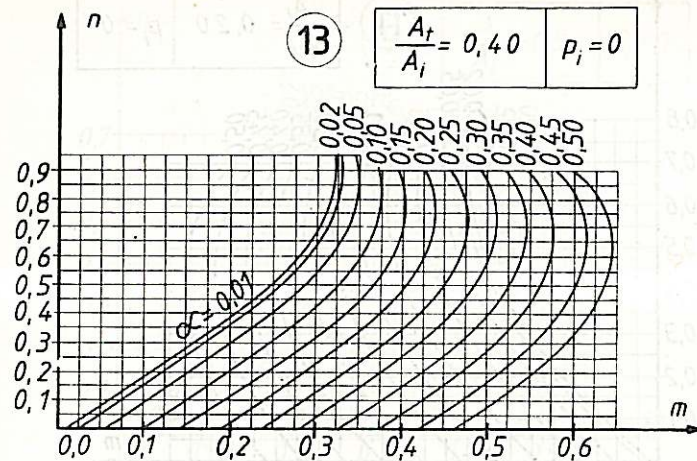
Abaca 11



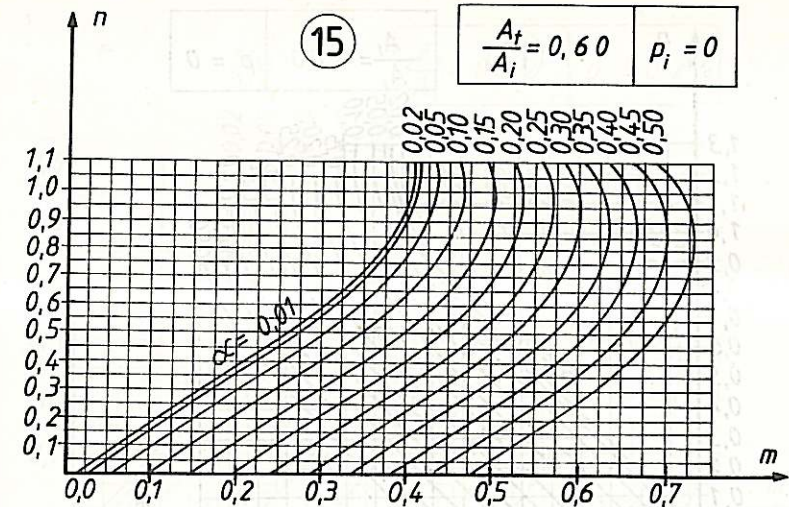
Abaca 10



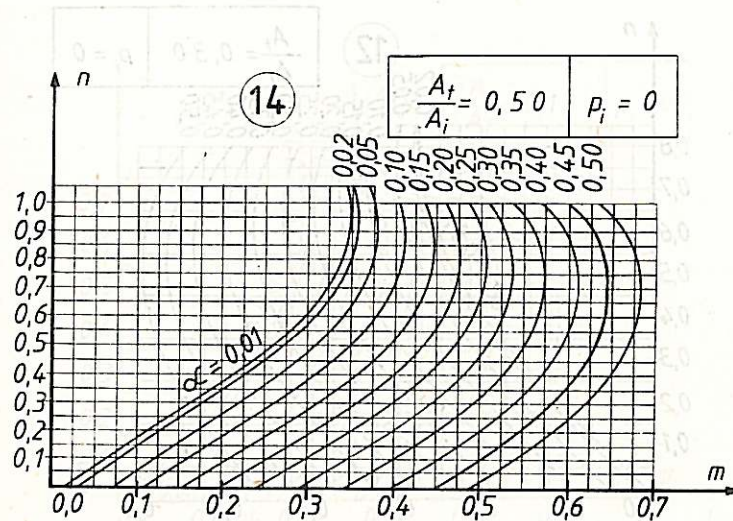
Abaca 12



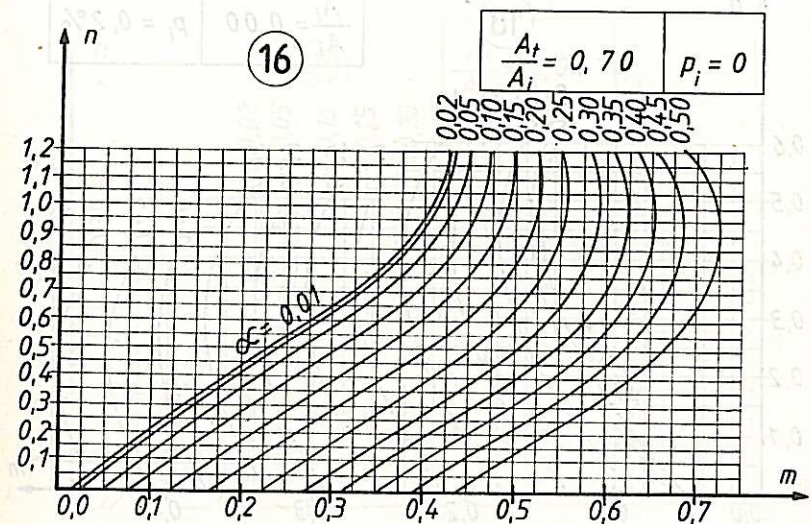
Abaca 13



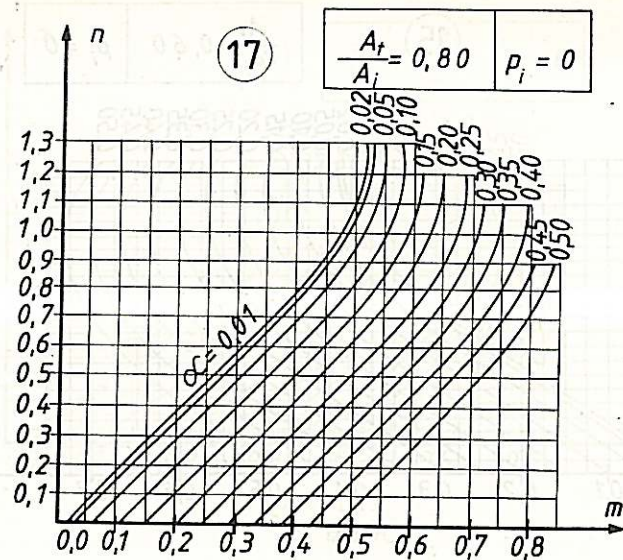
Abaca 15



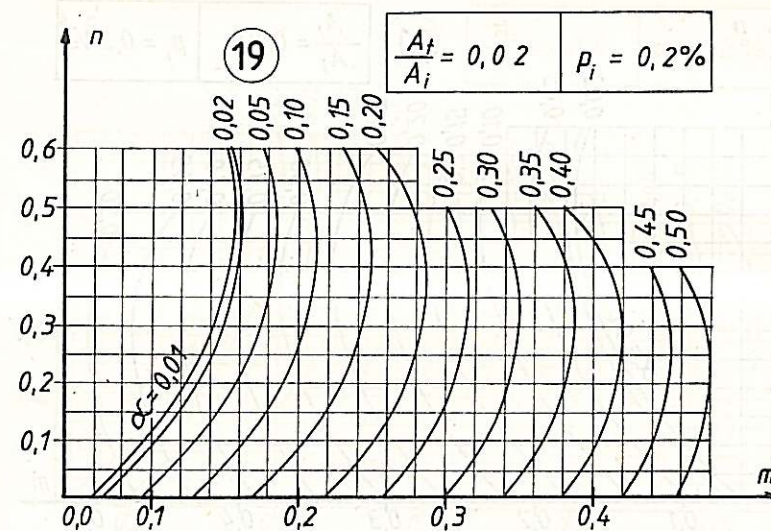
Abaca 14



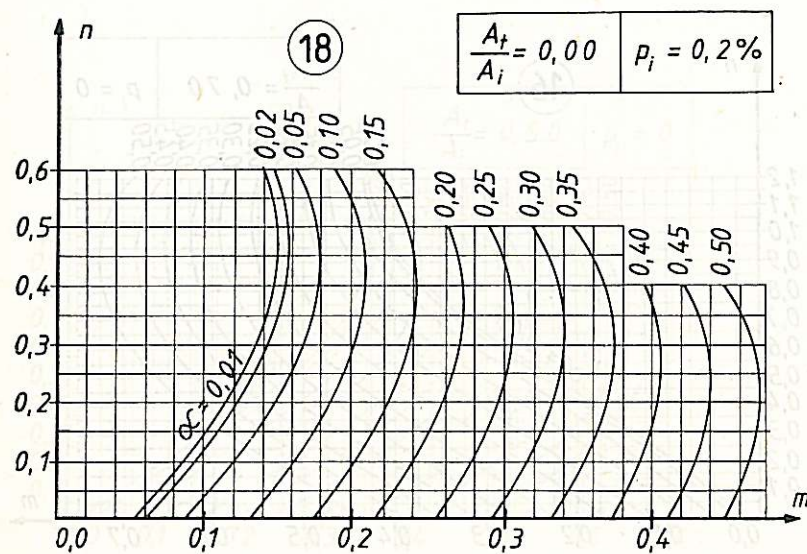
Abaca 16



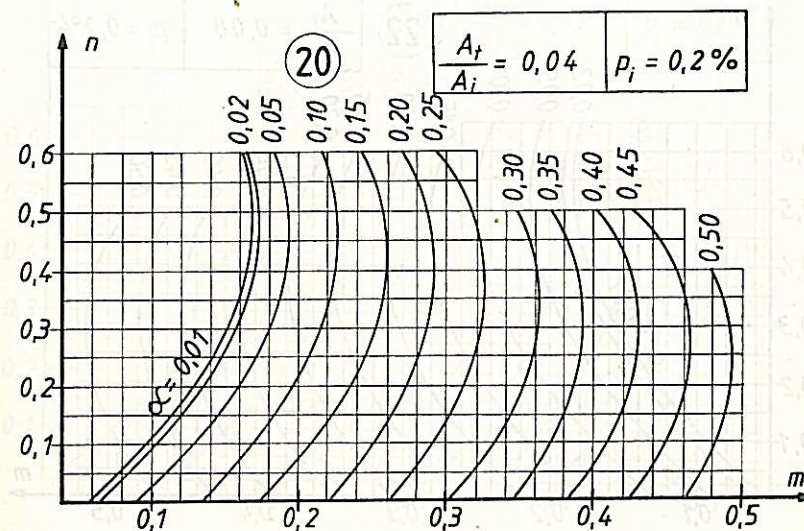
Abaca 17



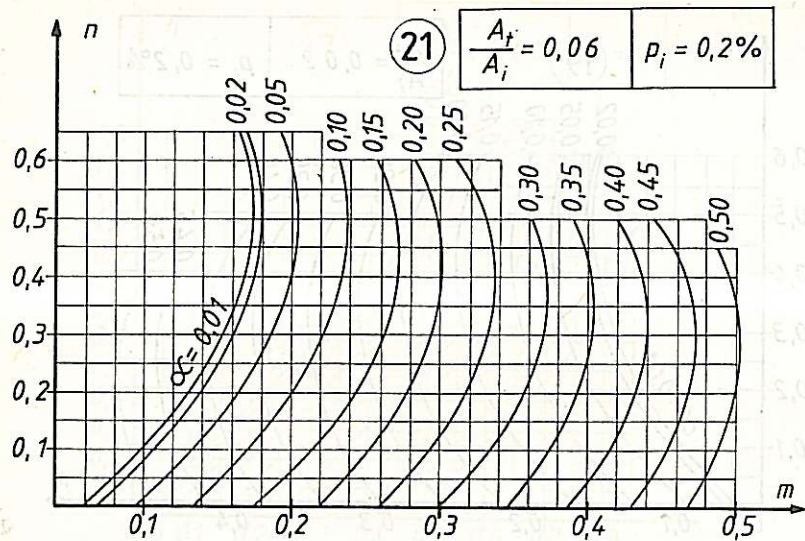
Abaca 19



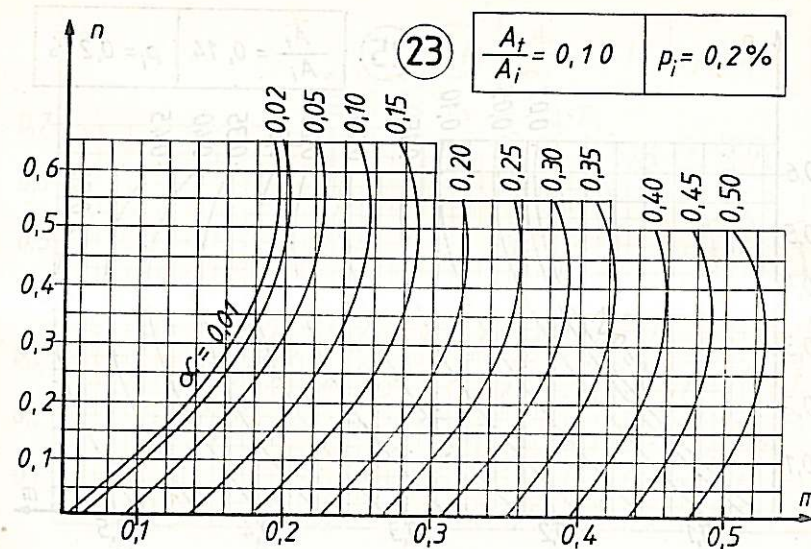
Abaca 18



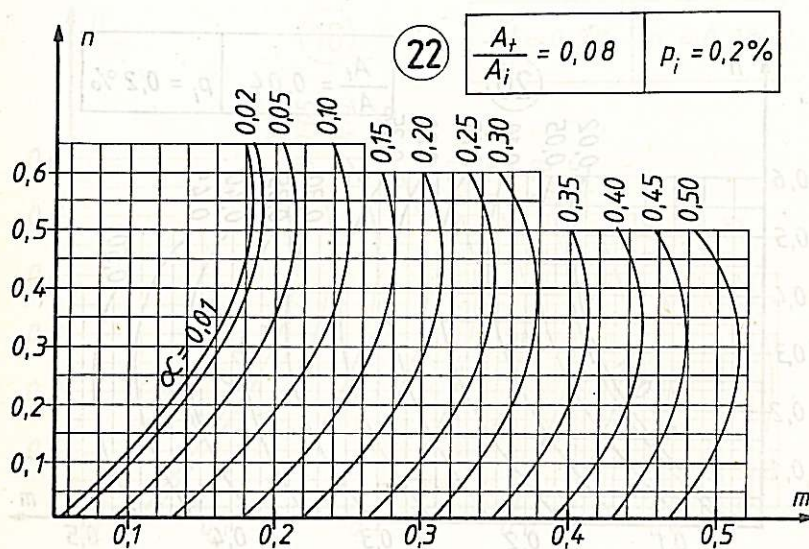
Abaca 20



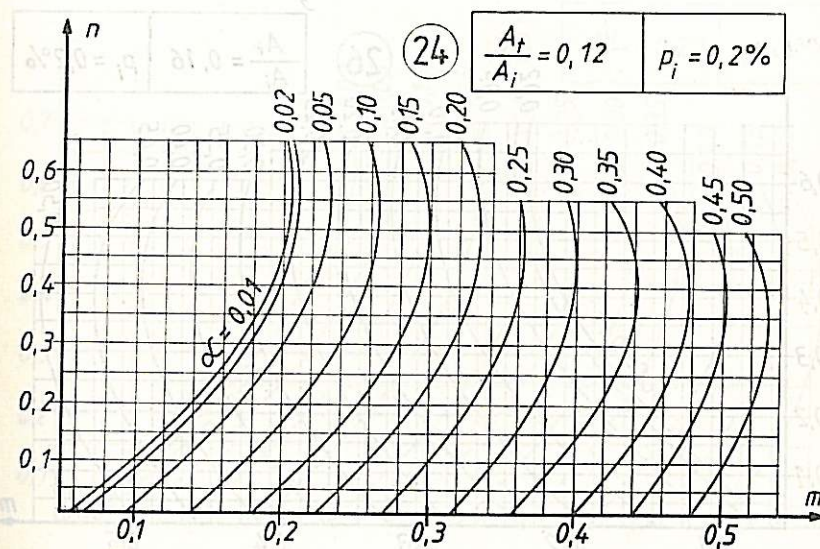
Abaca 21



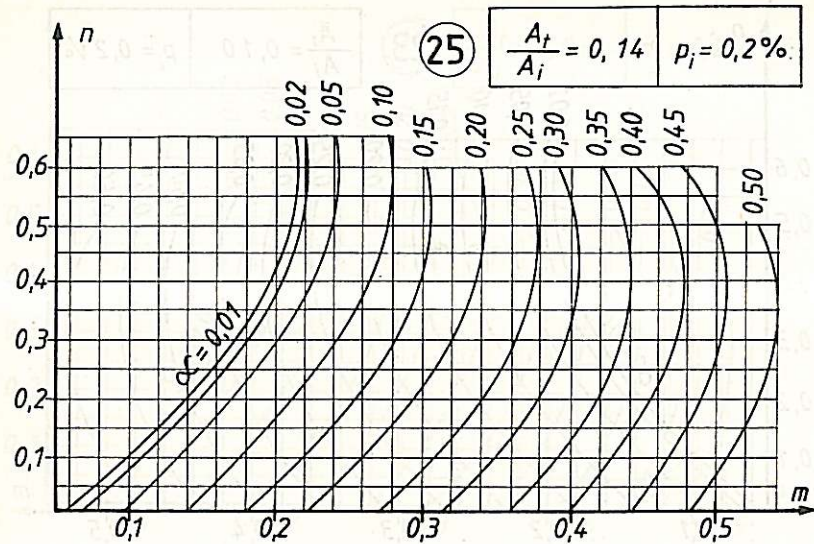
Abaca 23



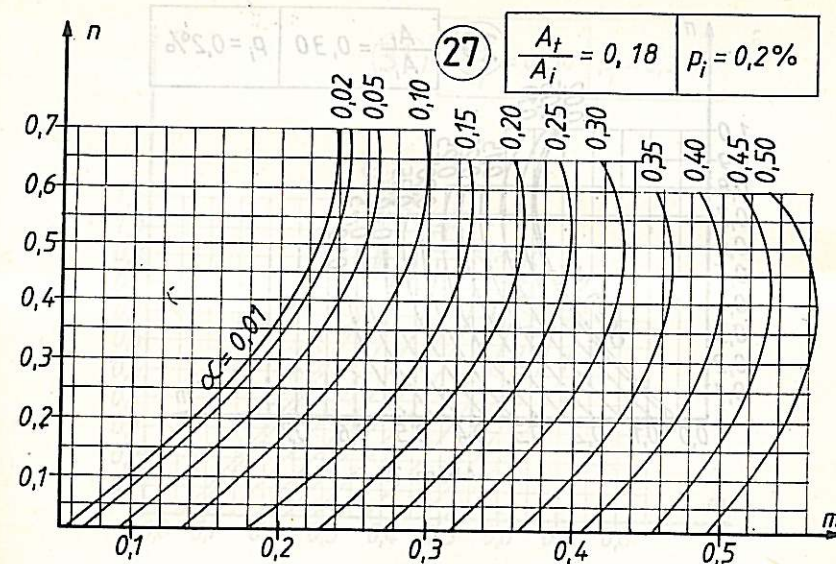
Abaca 22



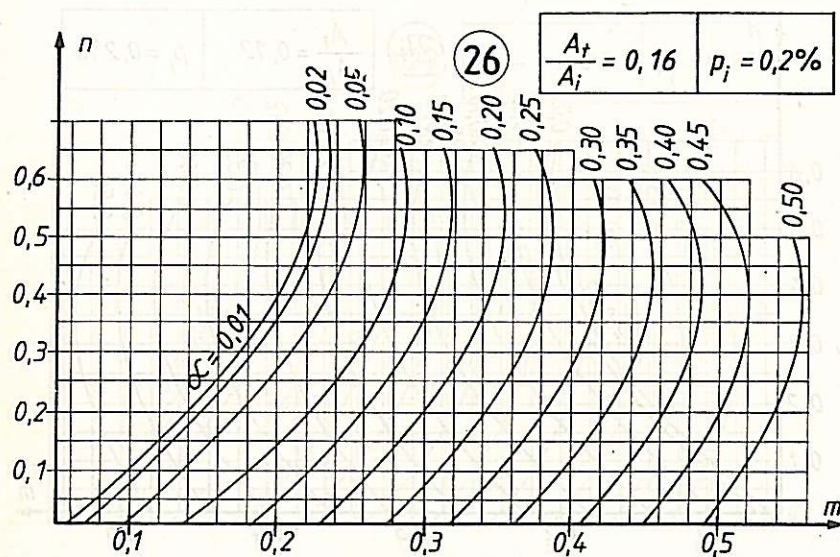
Abaca 24



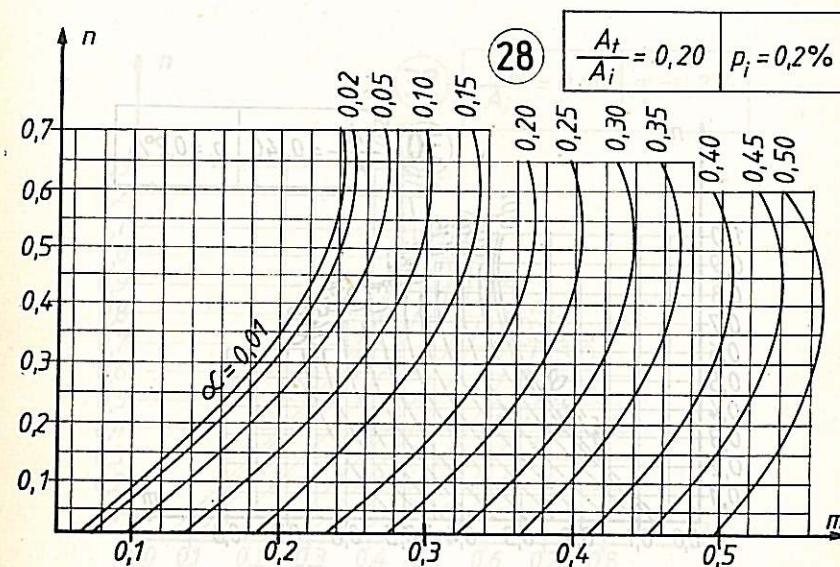
Abaca 25



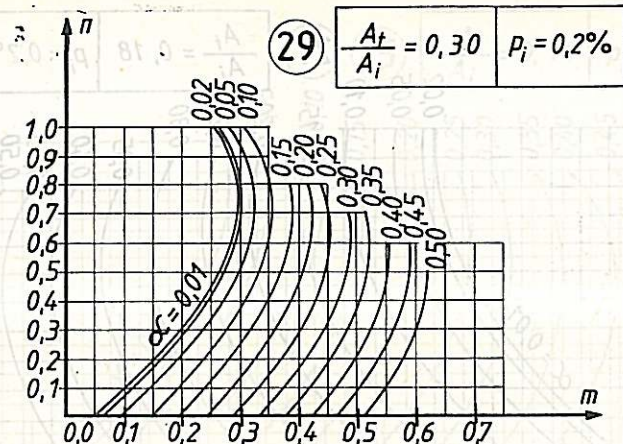
Abaca 27



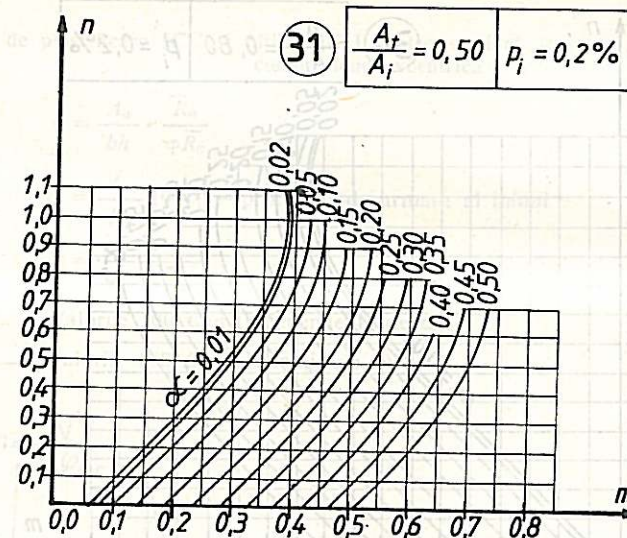
Abaca 26



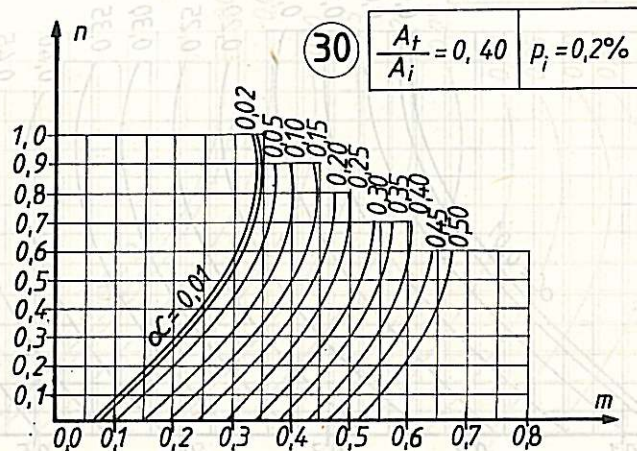
Abaca 28



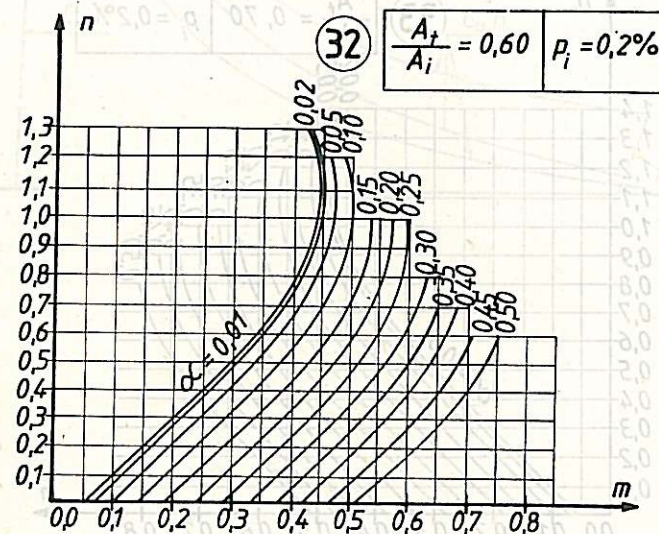
Abaca 29



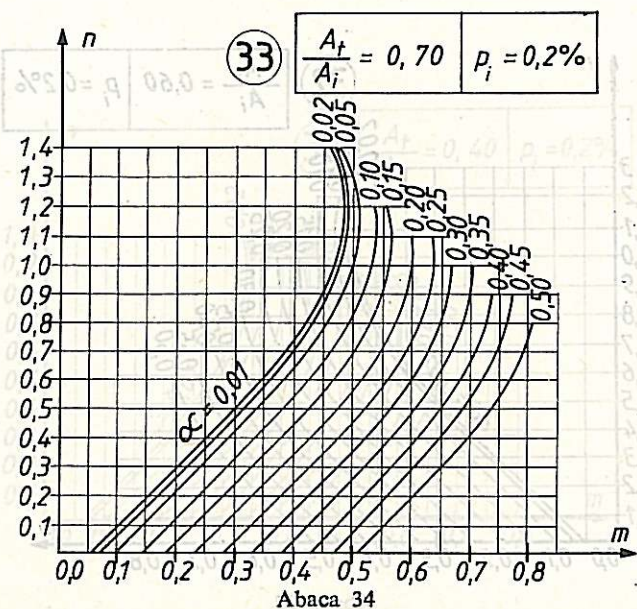
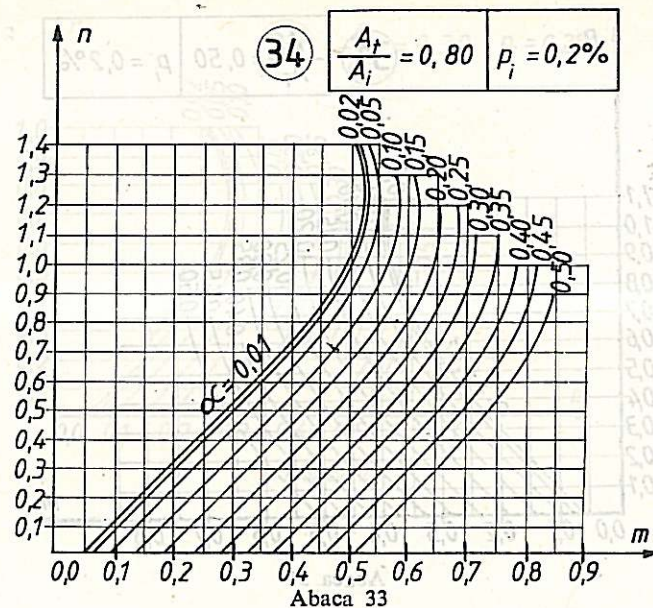
Abaca 31



Abaca 30



Abaca 32



Curburile de plastificare $[C_p]$ și ultime $[C_u]$ pentru secțiuni de diafragme solicate la compresiune excentrică

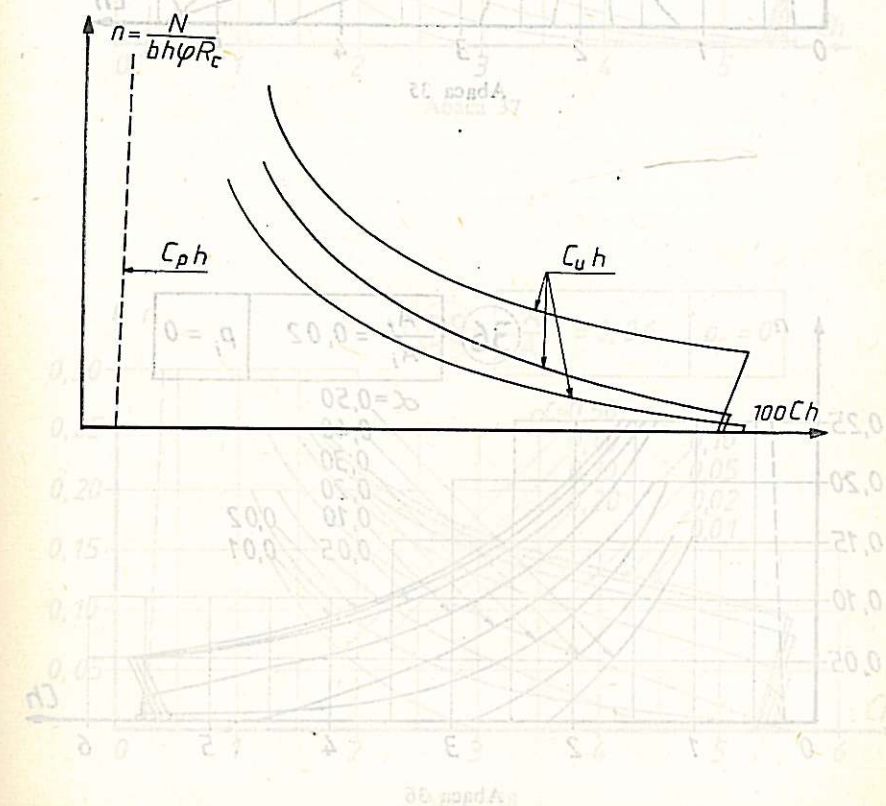
$$\alpha = \frac{A_a}{bh} \cdot \frac{\bar{R}_a}{\varphi \bar{R}_c}$$

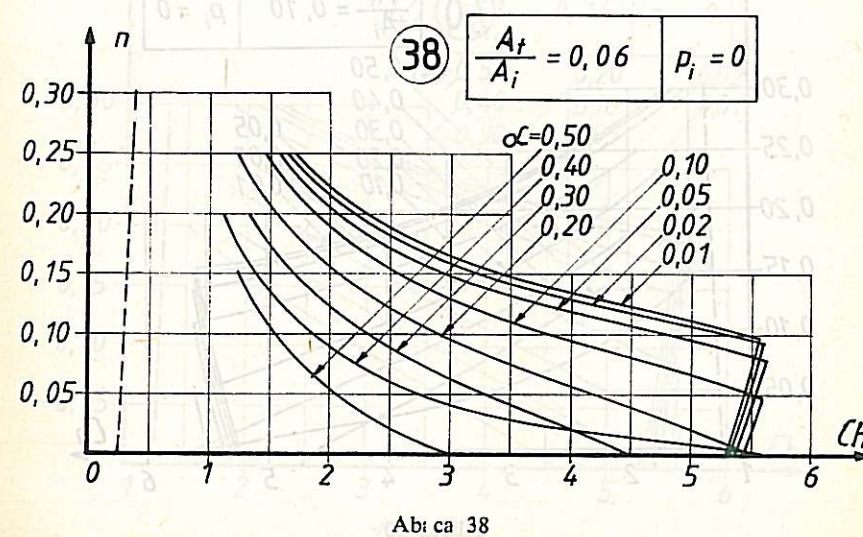
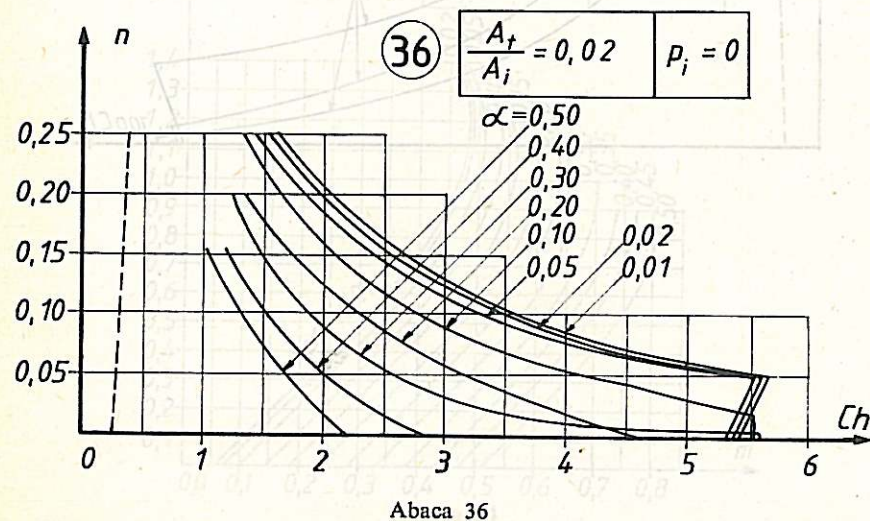
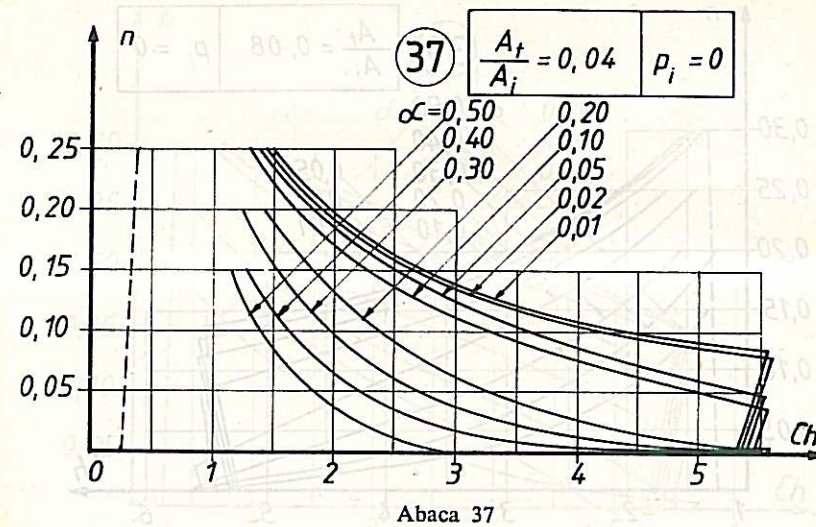
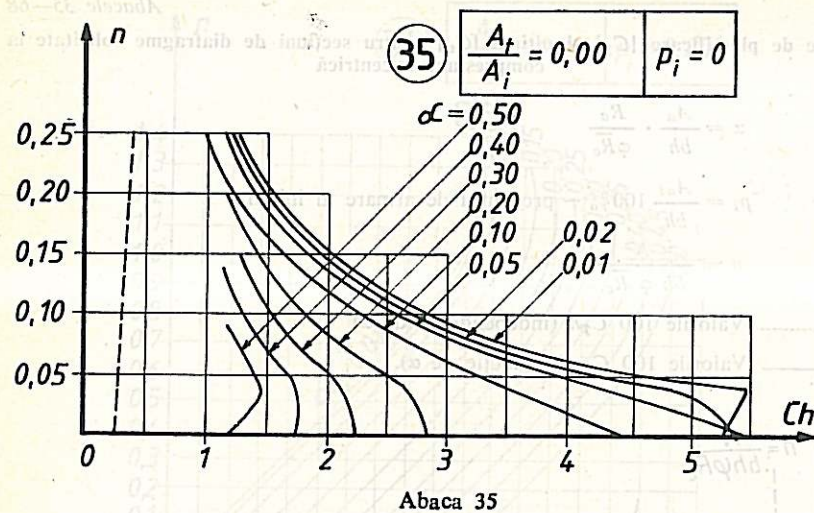
$$p_i = \frac{A_{ai}}{bh} 100\% - \text{procentul de armare al inimii}$$

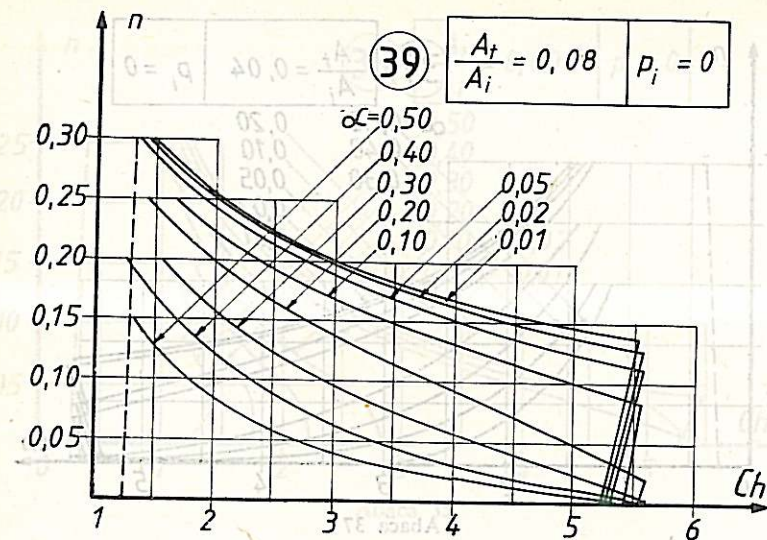
$$n = \frac{N}{bh \varphi \bar{R}_c}$$

----- Valorile $100 C_p h$ (independente de α)

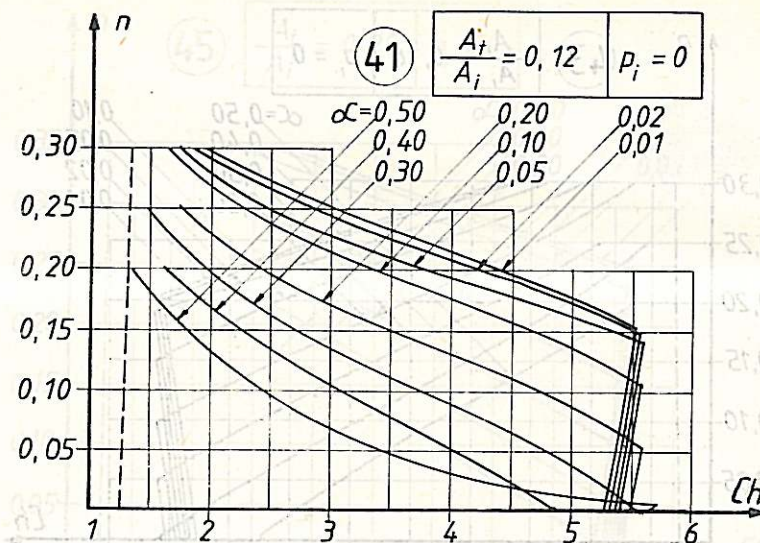
————— Valorile $100 C_u$ (în funcție de α).



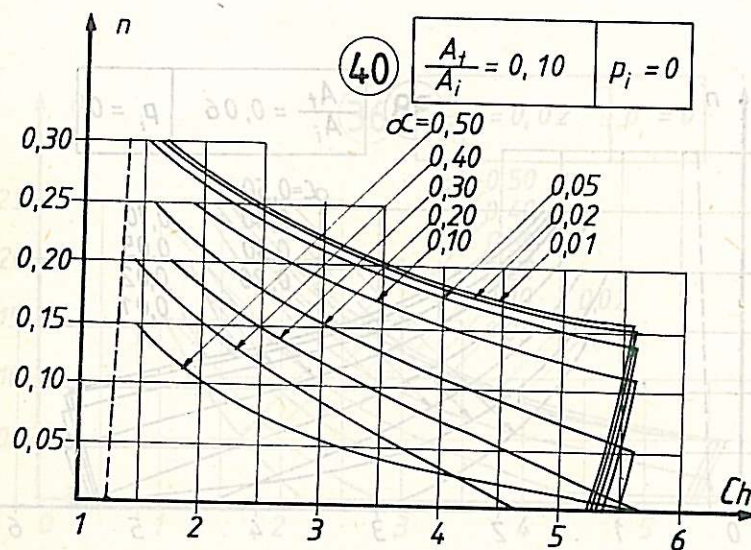




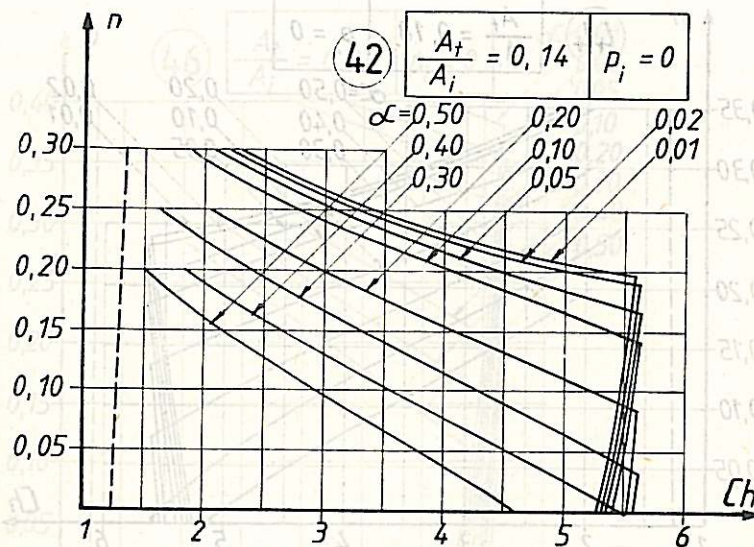
Abaca 39



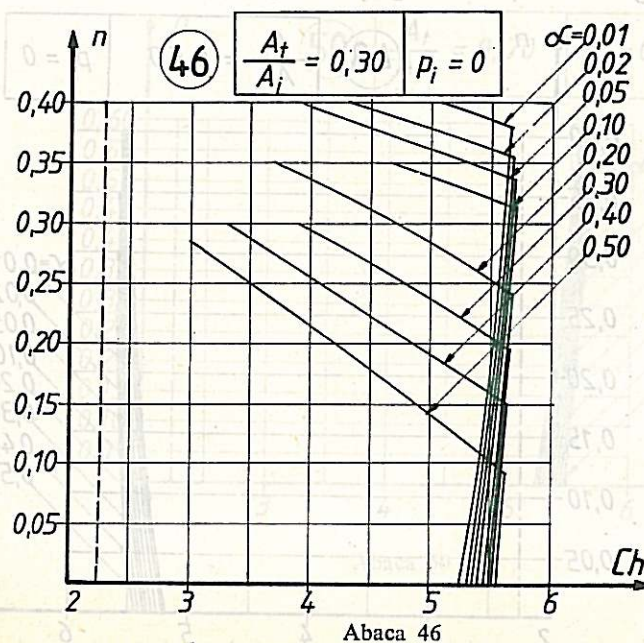
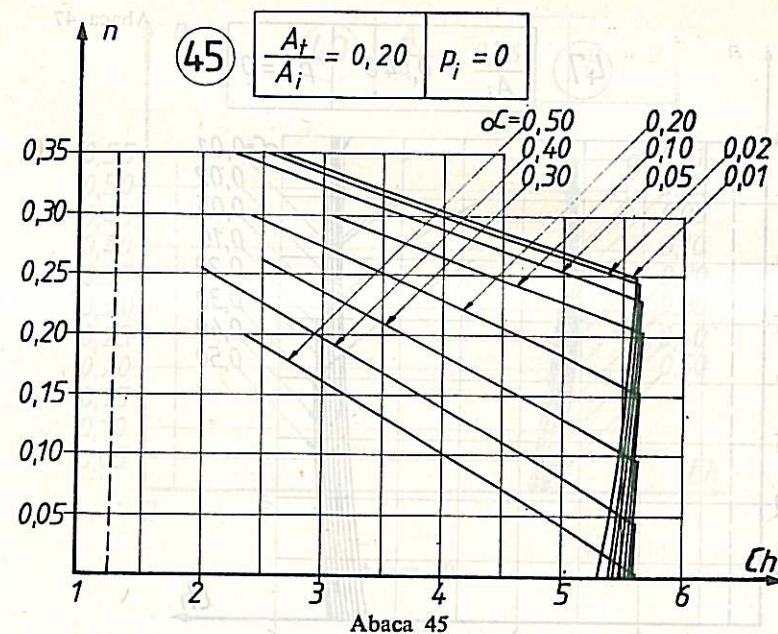
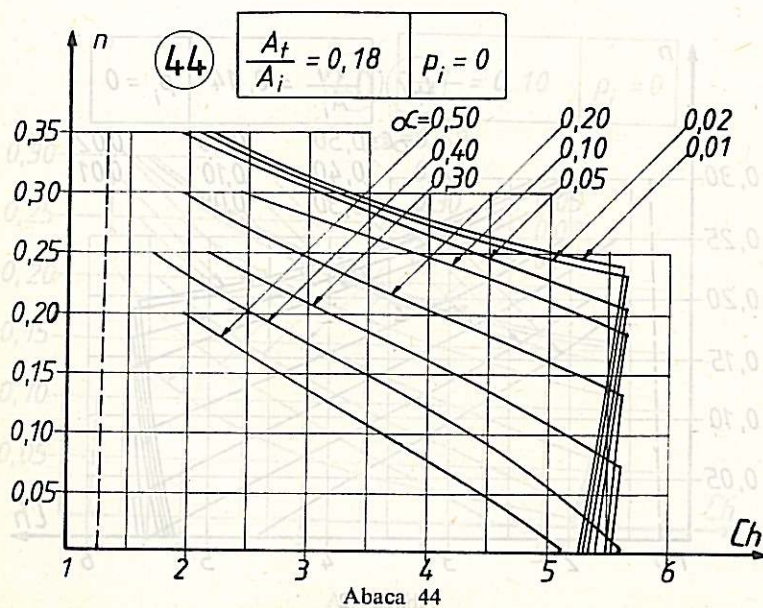
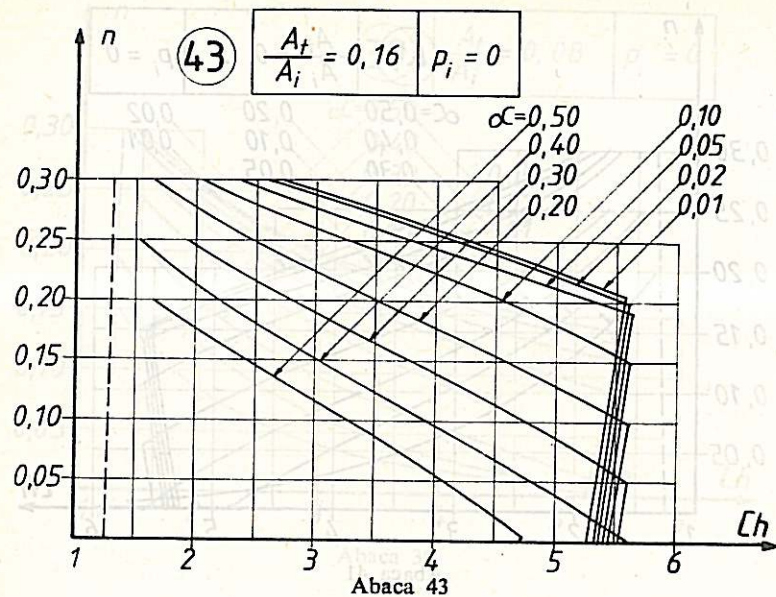
Abaca 41



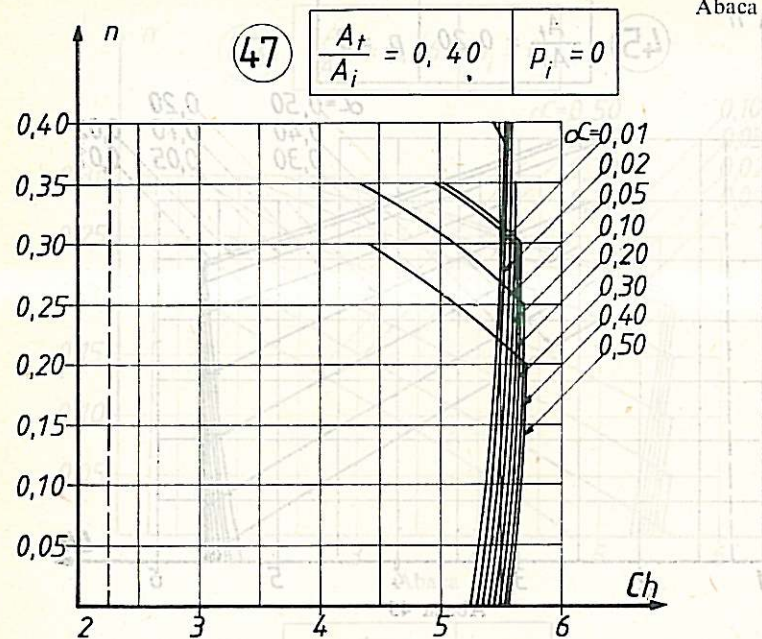
Abaca 40



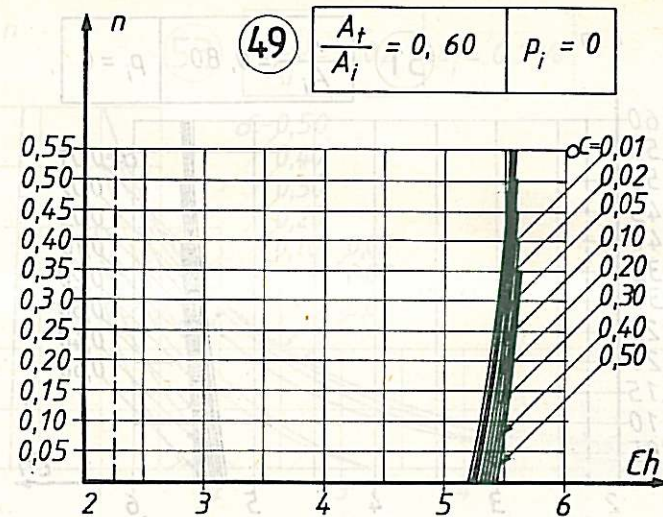
Abaca 42



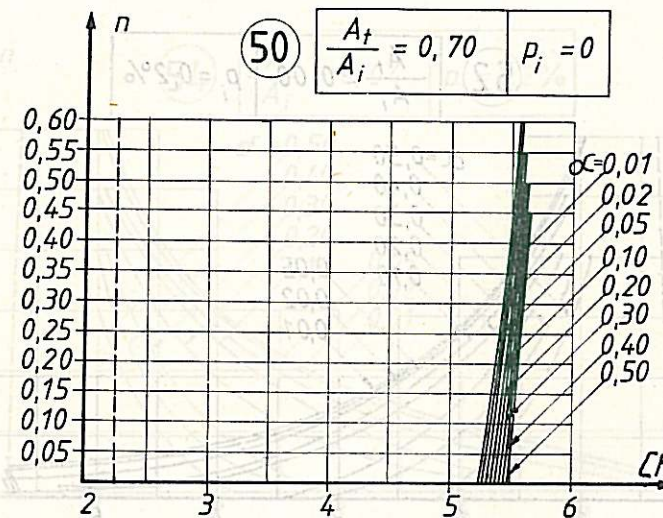
Abaca 47



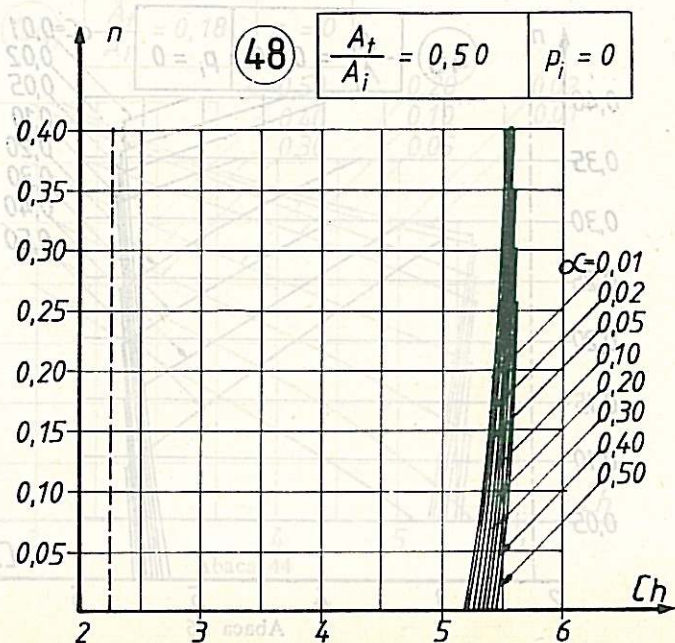
Abaca 49

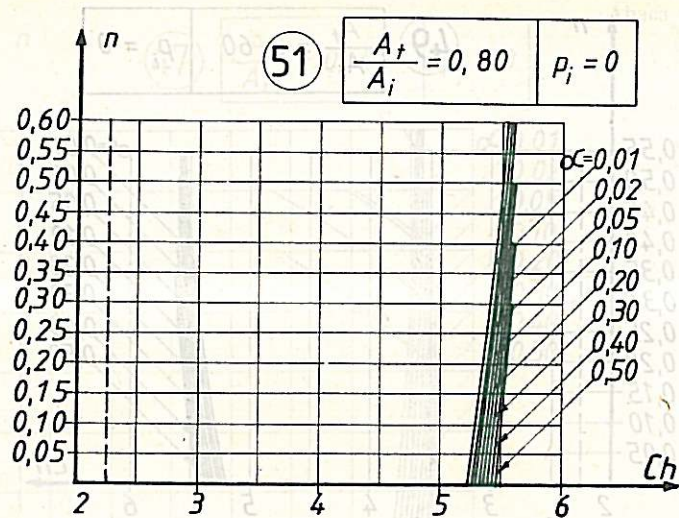


Abaca 50

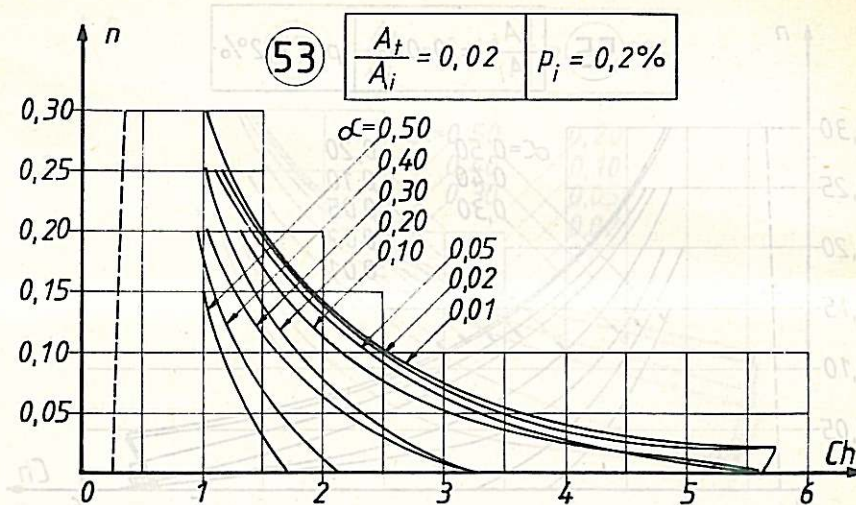


Abaca 48

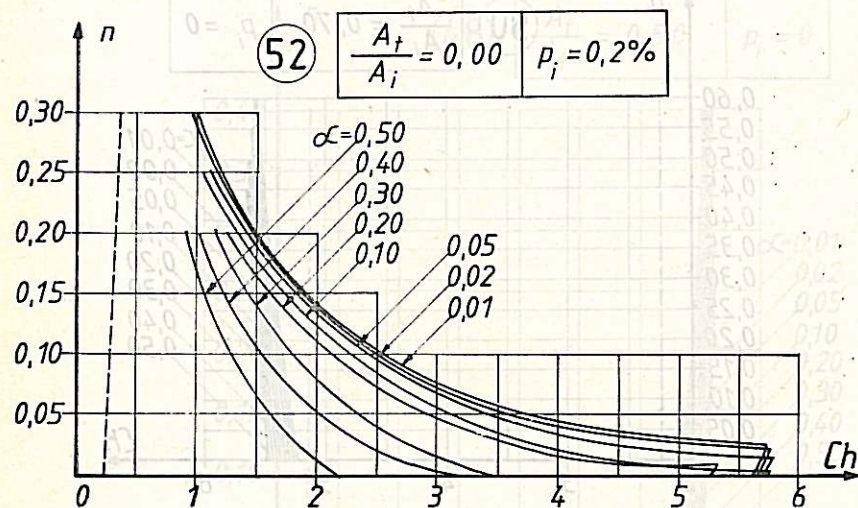




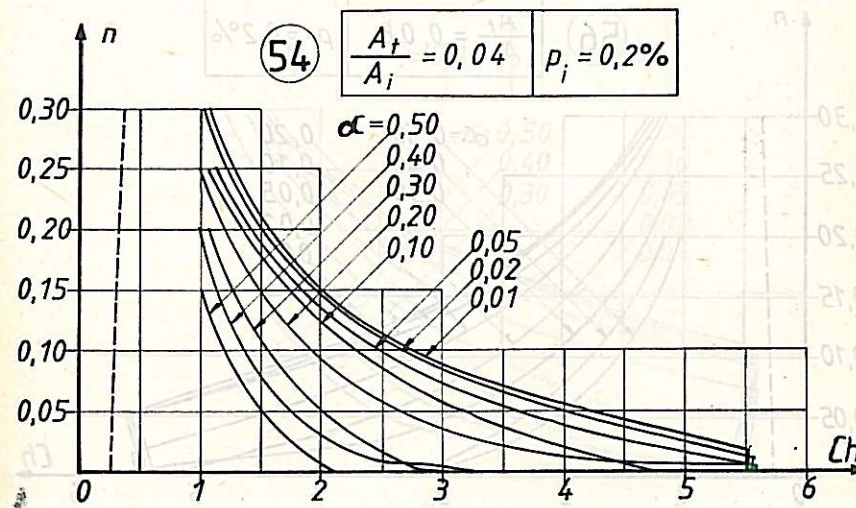
Abaca 51



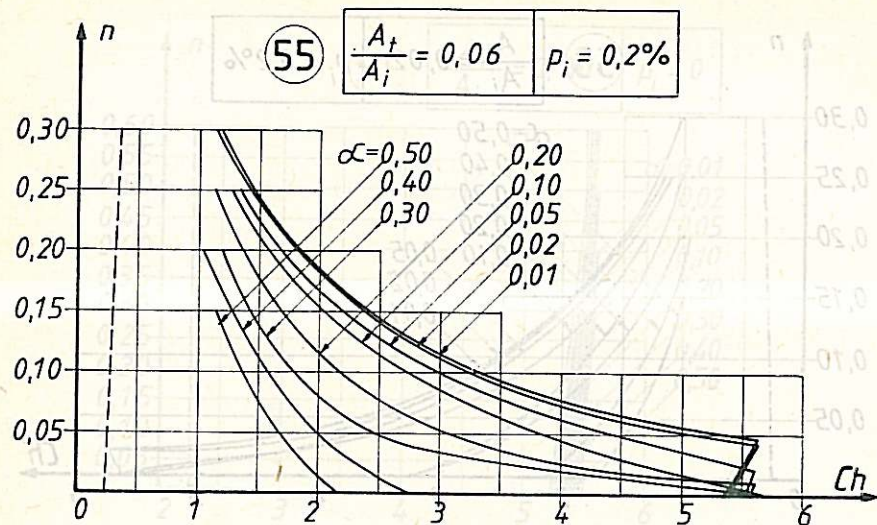
Abaca 53



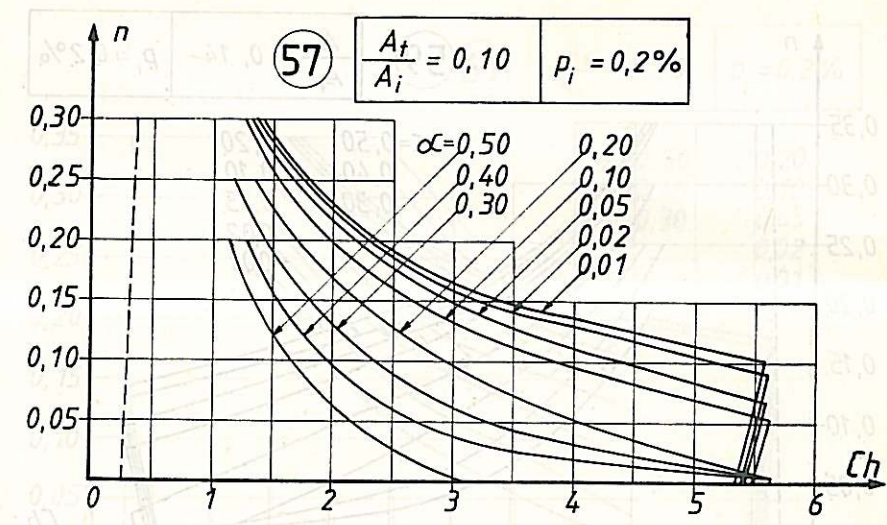
Abaca 52



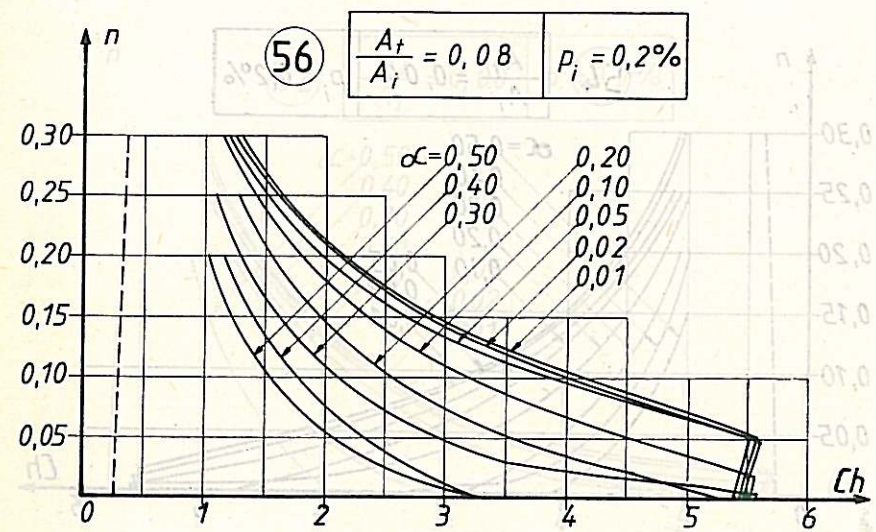
Abaca 54



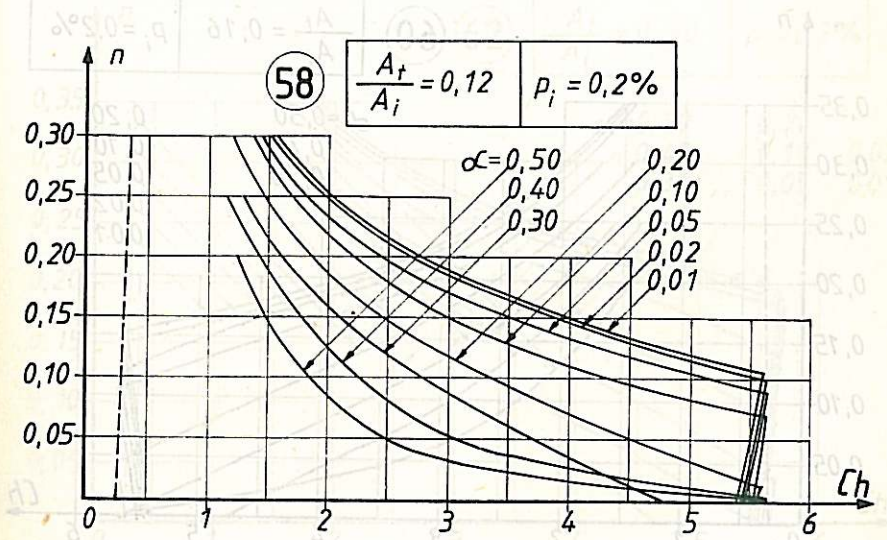
Abaca 55



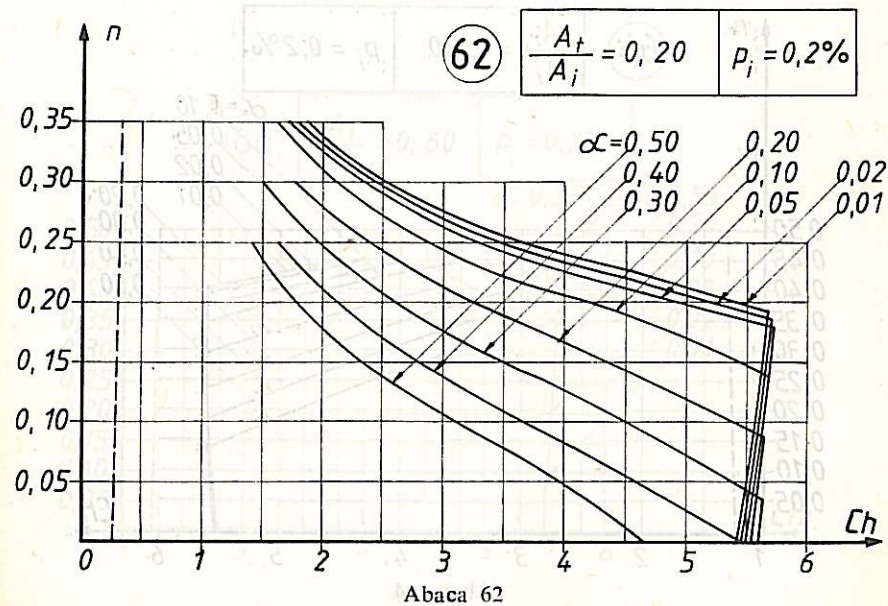
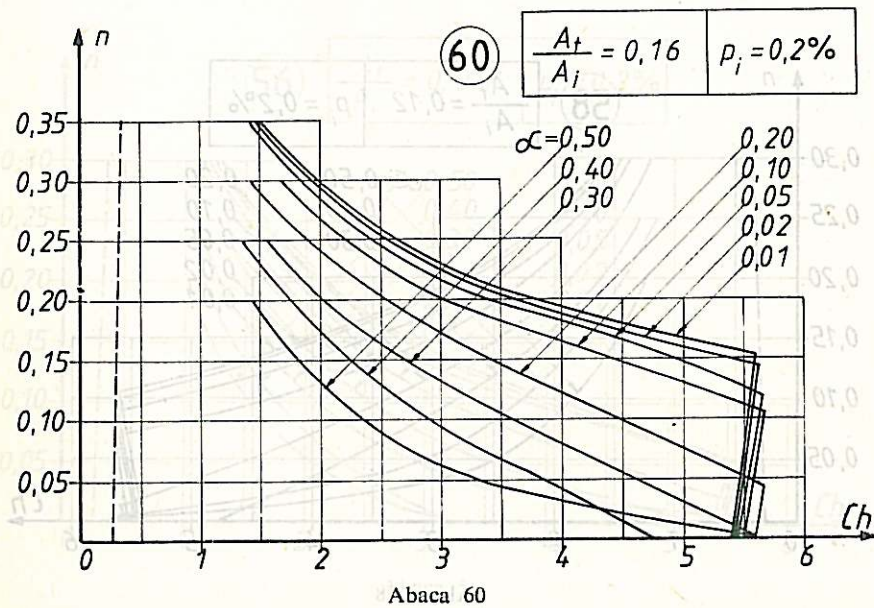
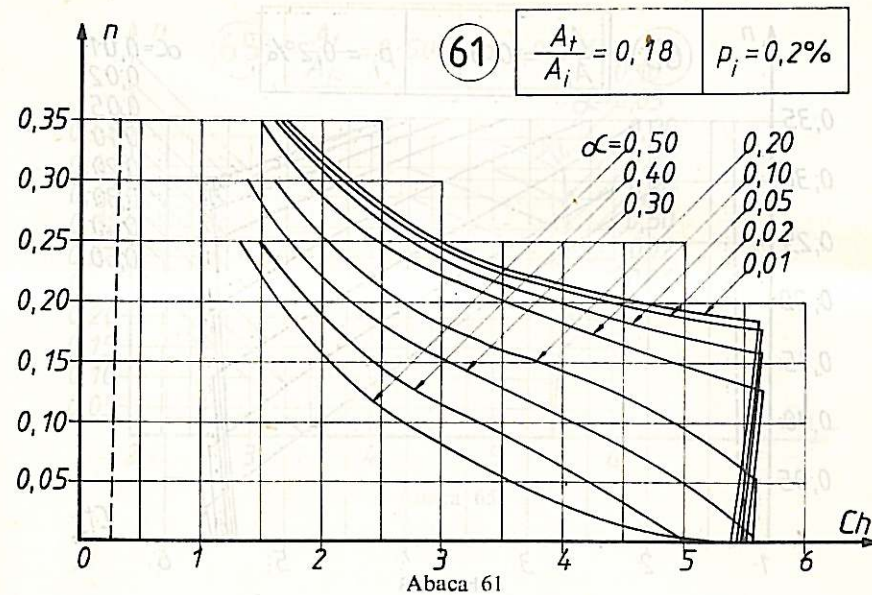
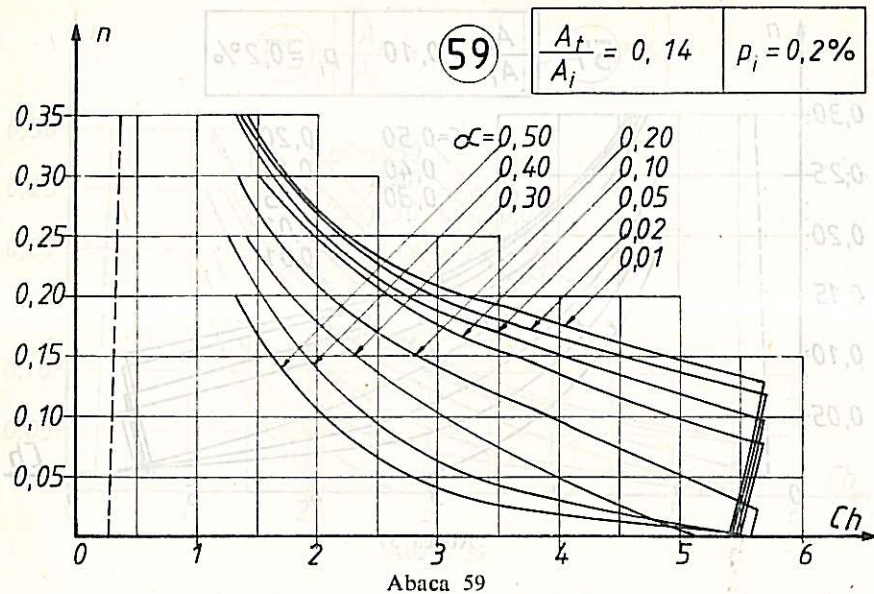
Abaca 57

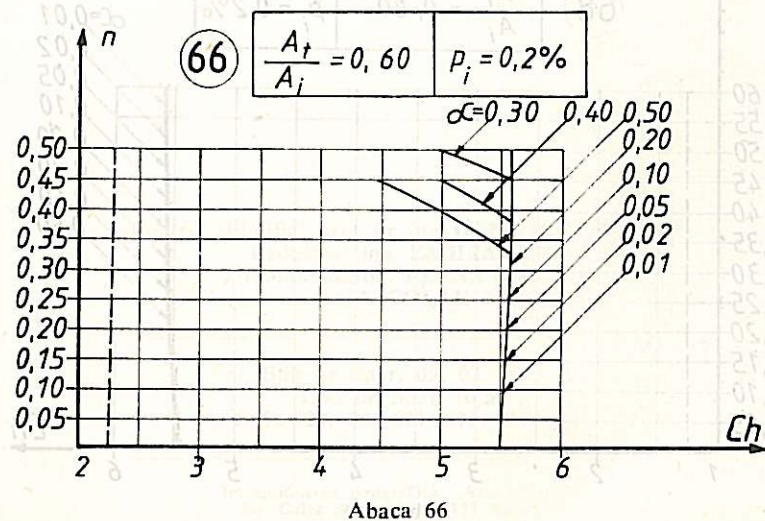
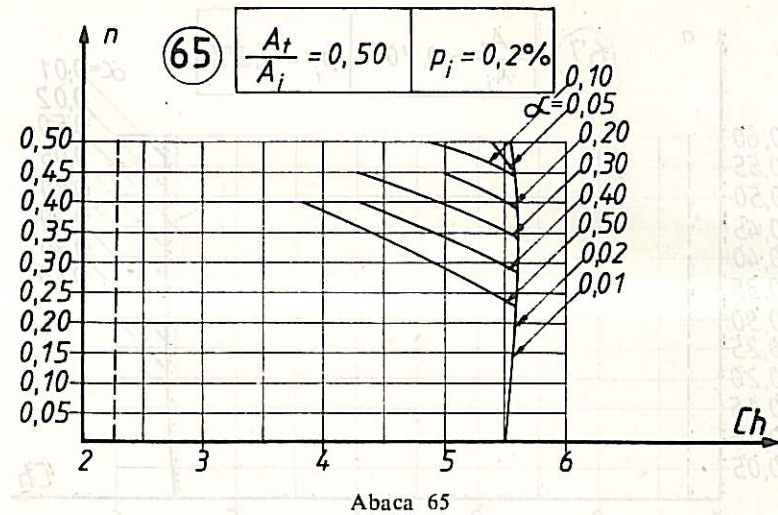
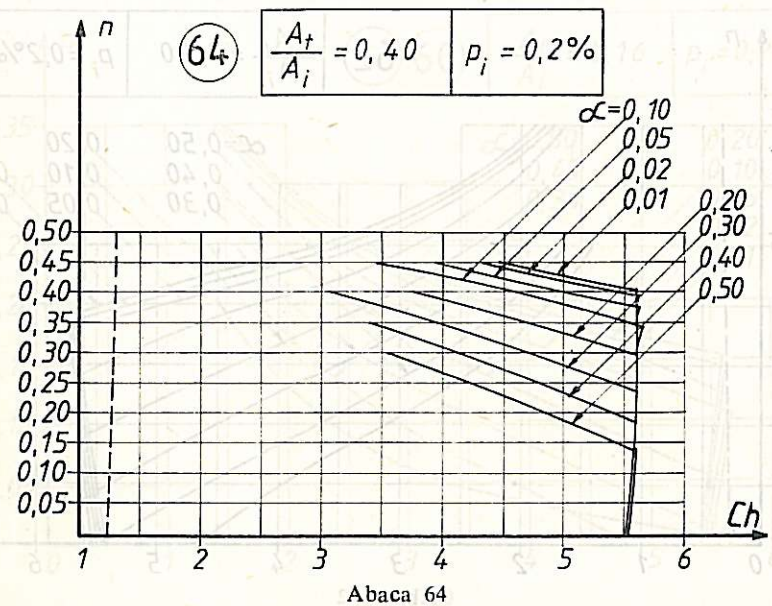
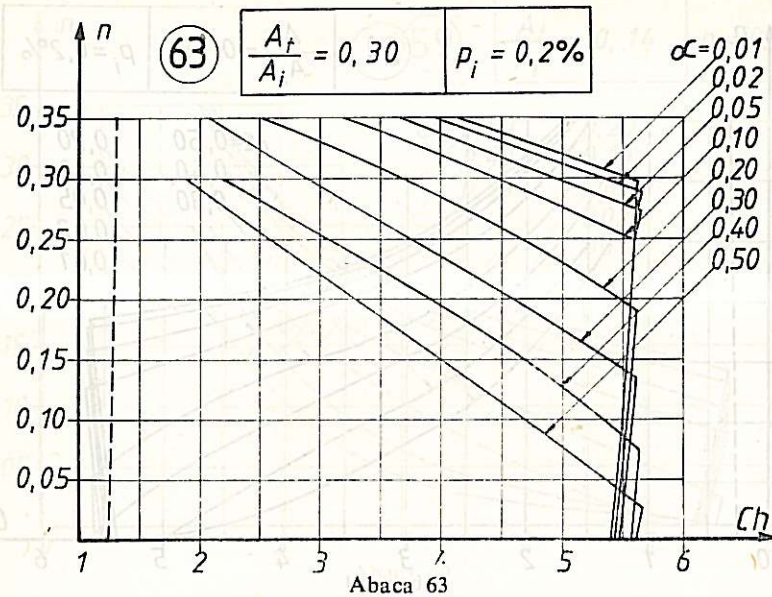


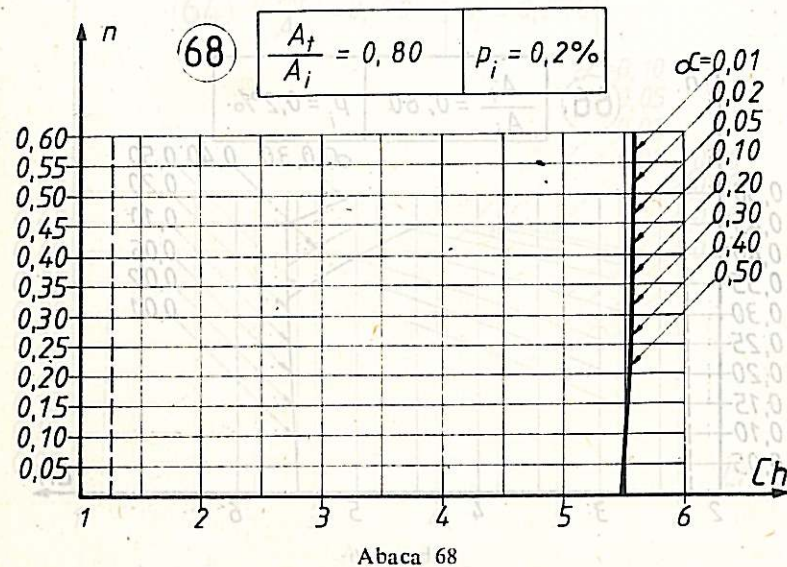
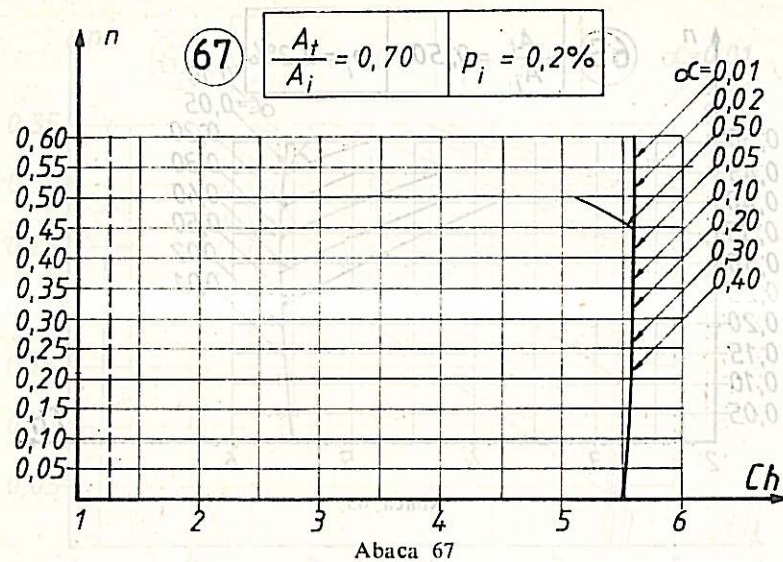
Abaca 56



Abaca 58







Control științific: prof. dr. ing. **DAN DUMITRESCU**
 Redactor: ing. **EMILIA ILIE**
 Tehnoredactor: **ELENA GERU**
 Coperta seriei: **NICOLAE NICOLAEV**

Bun de tipar. 09. 03. 1983
 Coli de tipar 10,50
 C.Z. 624. 04. 624. 073. 003. 63

Intreprinderea poligrafică „Arta Grafică”
 Str. Calen Șerban Vodă 133 București